





SCHRIFTENREIHE  
GEOTECHNIK UND MARKSCHEIDEWESEN

---

LARS VOLLMERT

**ZUR GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT GEOGITTER-BEWEHRTER  
TRAGSCHICHTEN UNTER ZYKLISCH-DYNAMISCHEN  
BEANSPRUCHUNGEN**

Heft 24/2017

---

Herausgegeben vom  
Institut für Geotechnik und Markscheidewesen der TU Clausthal  
Erzstraße 18, D-38678 Clausthal-Zellerfeld, Telefon: 05323 / 72-2294

---

Lars Vollmert: Zur Gebrauchstauglichkeit geogitter-bewehrter Tragschichten unter zyklisch-dynamischen Beanspruchungen In: Wissenschaftliche Schriftenreihe Geotechnik und Markscheidewesen. TU Clausthal, Heft 24, 2017.

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Energie- und Wirtschaftswissenschaften der Technischen Universität Clausthal zur Erlangung des akademischen Grads eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigten Dissertation. Tag der mündlichen Prüfung war der 19. Februar 2016.

Vorsitzender der

Promotionskommission: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Daniel Goldmann

Hauptberichterstatte: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Norbert Meyer

Berichterstatte: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Herbert Klapperich

Der Druck dieses Hefts wurde aus Haushaltsmitteln des Instituts für Geotechnik und Markscheidewesen der Technischen Universität Clausthal finanziert.

Verantwortlich für die Herausgabe der Schriftenreihe:  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. W. Busch

© Institut für Geotechnik und Markscheidewesen der Technischen Universität Clausthal

Alle Rechte vorbehalten

Bezugsnachweis: TU Clausthal  
Institut für Geotechnik und Markscheidewesen  
Erzstr. 18  
38678 Clausthal-Zellerfeld

Kontakt: Tel.: 05323 / 72-2294  
Fax: 05323 / 72-2479  
E-Mail: [IGMC@tu-clausthal.de](mailto:IGMC@tu-clausthal.de)

ISBN 3-938924-18-7



*„Actioni contrariam semper et aequalem esse reactionem [...].“*

*(Drittes Newton'sches Gesetz. Isaac Newton, 1697)*

*oder*

*„Die Körner müssen an ihrem Platz bleiben.“*

*(Georg Heerten, 2004)*



---

## **Vorwort des Hauptberichterstatters**

Der Einsatz von Geokunststoffen im Bauwesen nimmt stetig zu. Besonders im Bereich des Verkehrswegebau stellt diese Bauweise eine einfache und wirtschaftliche Alternative zu herkömmlichen Bauweisen dar, um die Trag- und Gebrauchstauglichkeit zu verbessern.

Die positive Wirkung und der Nutzen von Geokunststoffbewehrungen sind allgemein anerkannt. Es fehlen jedoch bisher in sich schlüssige und allgemein gültige Bemessungsrichtlinien. Ein wichtiger Fortschritt wäre hier bereits die Entwicklung von Verbundstoffgesetze mit zuverlässigen Bemessungskriterien.

Hier setzt die Arbeit von Herrn Vollmert an. Das Ziel seiner Arbeit ist das komplexe Tragverhalten und die Gebrauchstauglichkeit von geogitter-bewehrten Tragschichten unter zyklisch-dynamischen Beanspruchungen zu beschreiben.

Herr Vollmert gibt in seiner Arbeit einen umfassenden Gesamtüberblick über die Thematik bewehrter ungebundener Tragschichten im Straßen- und Bahnbau unter zyklisch-dynamischen Beanspruchungen. Hierbei werden Gemeinsamkeiten und Anwendungsbereiche im Hinblick auf die Wirkungsprinzipien und Größenordnungen der Spannungen und Verformungen sowie der Bemessung herausgearbeitet und zusammengeführt.

Die Arbeit von Herrn Vollmert besteht aus 8 Kapiteln, einem umfangreichen Literaturverzeichnis und einem Anhang. Sie gliedert sich im Wesentlichen in folgende Teile:

Erfassung und Zusammenstellung des bisherigen umfangreichen Kenntnisstandes von bewehrten und unbewehrten ungebundenen Tragschichten im Verkehrswegebau und der darauf aufbauender Darstellung des erforderlichen weiteren Untersuchungsbedarfs.

Planung, Durchführung und Auswertung von Überfahr-Feldversuchen ohne und mit gebundenen Deckschichten,

Entwicklung eines Prüfverfahrens mit dem der Einfluss einer oder mehrerer Bewehrungslagen auf ein ungebundenes Tragschichtmaterial unter zyklisch-dynamischen Einwirkungen untersucht und spannungs-verformungsbezogen bewertet werden kann und

Zusammenführung, Gegenüberstellung und Bewertung aller Ergebnisse im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit ungebundenen Tragschichten.

In Kapitel 1 werden die Begrifflichkeiten sowie die Zielsetzung der Arbeit beschrieben. Hier zeigt sich bereits das keine Differenzierung bei der Betrachtung der ungebundenen Tragschicht im Straßen – und Bahnbau erfolgen muss, sondern diese zusammen betrachtet werden können.

Der aktuelle Kenntnisstand in Kapitel 2 ist sehr ausführlich beschrieben. Hier wird ein sehr umfassender Überblick über die zahlreich vorhandene nationale und internationale Literatur und Forschungsergebnisse gegeben.

Da die Funktionalität einer Bewehrung im Zusammenwirken mit einer ungebundenen Tragschicht immer ein Wechselspiel mit dem Untergrund und der Beanspruchung darstellt, geht Herr Vollmert

auf alle Bereiche ein. Er zeigt zur Verdeutlichung auch den Kenntnisstand von unbewehrten Tragschichten auf. Bei den bewehrten Tragschichten werden Untersuchungen unter statischen und zyklisch-dynamischen Beanspruchungen dargestellt sowie die gängigen Bemessungsmodelle beschrieben. Hierbei zeigen sich recht unterschiedliche Ergebnisse und Aussagen, die die Notwendigkeit dieser Arbeit bestätigen.

Äußerst hilfreich ist die gute Zusammenfassung des bisherigen Kenntnisstandes in Kapitel 2.7, die die wesentlichen Kernaussagen nochmals in prägnanter Form wiedergeben.

In Kapitel 3 wird der sich aus Kapitel 2 ergebende weitere Untersuchungsbedarf und die Systematik der eigenen Untersuchungen aufgezeigt.

Obwohl es umfangreiche Kenntnisse über den Einfluss einer Bewehrungskomponente auf das Verhalten einer ungebundenen Tragschicht unter zyklisch-dynamischen Einwirkungen gibt, fehlt ein geschlossenes und allgemeingültiges Bemessungskonzept. Zur Erweiterung des Kenntnisstandes sind daher weitere Grundlagenuntersuchungen notwendig, die unter klar definierten Randbedingungen durchzuführen sind.

Daher hat Herr Vollmert Überfahr-Feldversuche (Tostedt I und II) durchgeführt, die in Kapitel 4 ausführlich beschrieben sind. Die im Rahmen dieser Arbeit konzipierten und durchgeführten Testfelder Tostedt I und II wurden mit folgenden Zielen angelegt<sup>30</sup>.

- Tostedt I: Ermittlung des Einflusses der Dehnsteifigkeit, Mehrlagigkeit der Bewehrung, Schichtdicke der Tragschicht, Datensätze zur Kalibrierung eines Bemessungsverfahrens
- Tostedt II: Vergleich unterschiedlicher, auf dem europäischen Markt eingesetzter Produkte unter gleichen Randbedingungen<sup>31</sup>

Die Versuche der Serie Tostedt II entsprechen damit in der Zielsetzung denen von Cuelho und Perkins (2009) und Cuelho et al. (2014), wobei in der vorliegenden Arbeit nur in soweit auf die Versuchsergebnisse von Cuelho und Perkins (2009) und Cuelho et al. (2014) Bezug genommen wird, wie für die Untersuchungen von Herrn Vollmert relevant und notwendig. Die Versuchsstrecke Tostedt I ist in der versuchstechnischen Anlage einmalig.

Um zu überprüfen inwieweit die festgestellten bzw. identifizierten Mechanismen und Effekte auch bei steiferem Baugrund und zunehmender Steifigkeit des Aufbaus, also auch bei kleineren Verformungen auftreten, wurden weitere Feldmessungen in Fahrbahnaufbauten mit Pflaster- bzw. Asphaltdeckschichten durchgeführt, die in Kapitel 5 beschrieben sind. Es zeigte sich, dass die identifizierten Mechanismen durchaus übertragen werden können.

In Kapitel 6 werden Triaxialversuche an Böden mit Geogitterlagen unter zyklischer Beanspruchung, basierend auf Untersuchungsverfahren für die Prüfung von Gesteinskörnungen des Straßenbaus beschrieben, die die Effekte der Bewehrungslagen verdeutlichen.

---

<sup>30</sup> Über die Veranlassung und den Aufbau wird ausführlich in Vollmert et al. (2014) berichtet

<sup>31</sup> Die Auswertung und Bewertung der Versuchsergebnisse der Serie Tostedt II oblag federführend der TU Clausthal, Prof. Dr.-Ing. N. Meyer und Dr.-Ing. Ansgar Emersleben, siehe hierzu Emersleben et al. (2015b)

Es kommt insbesondere bei kleinen Deviatorspannungen zu einer Erhöhung der Materialkennwerte Elastizitätsmodul und Schubmodul. Außerdem bewirkt die Bewehrung eine Reduzierung der dabei auftretenden plastischen Verformungsanteile bei zyklisch-dynamischen Beanspruchungen, bzw. zur Reduzierung der Verformungsakkumulation.

Kapitel 7 führt dann alle Ergebnisse zusammen und es wird eine nachvollziehbare Bewertung im Hinblick auf die Einflüsse auf die Gebrauchstauglichkeit ungebundener Tragschichten vorgenommen.

In Kapitel 8 folgt dann eine Zusammenfassung und Ausblick. Hier werden die Ergebnisse nochmals prägnant zusammengefasst und Empfehlungen gegeben.

Herr Vollmert hat die Thematik sehr umfassend bearbeitet und mit seiner Arbeit die Befähigung zum selbstständigen wissenschaftlichen Arbeiten in hervorragender Weise nachgewiesen. Auch wenn eine grundlegende und umfassende Materialbeschreibung des Verbundwerkstoffs immer noch nicht möglich scheint, ist die vorgelegte Dissertation als sehr gelungener, eigenständiger Beitrag zum Fortschritt der Wissenschaft in der Geotechnik anzusehen und hat den Kenntnisstand zum Tragverhalten und Gebrauchstauglichkeit geogitter-bewehrter ungebundener Tragschichten unter zyklisch.-dynamischer Beanspruchungen wesentlich erweitert.

Norbert Meyer



## Vorwort des Verfassers

Die Anregung zur Beschäftigung mit dem vorliegend bearbeiteten Thema ergab sich aus Diskussionen im Rahmen der von Hans Horstmann und Dr. Ernst Reuter initiierten und durch die Herren Dr. Wilhelm Wilmers und Dr. Helge Beyer im Zeitraum 2001 bis 2004 bearbeiteten Untersuchung zur Bewehrungswirkung von Geogittern in Tragschichten. Anregungen von Herrn Prof. Rudolf Floss, AOR Gerhard Bräu und unzählige Diskussionen mit Fachkollegen aus der Praxis, von denen ich Herrn Marc Iken exemplarisch nennen möchte, führten zu dem Entschluss, das Thema weiterzuführen. Prof. Dr. Herbert Klapperich und Prof. Dr. Norbert Meyer haben mich ermutigt, die gewonnenen Erkenntnisse in einer eigenen Arbeit umfassend zusammenzustellen. Für die langjährige Unterstützung und fachlichen Anregungen danke ich beiden herzlich.

Die Ausführung der vorgestellten umfangreichen Untersuchungsreihen und die Aufbereitung der Datensätze wären ohne Mithilfe von Fachkolleginnen und –kollegen nicht möglich gewesen, mein herzlicher Dank gilt allen daran Beteiligten. Für die Zuarbeit, den persönlichen Einsatz und die hilfreichen Fachdiskussionen möchte ich namentlich nennen:

Dr.-Ing. Michael Beuße	Dipl.-Ing. Andreas Herold	Dr.-Ing. Marius Milatz
Dipl.-Ing. Stefan Döring	Siegfried Hintz	Dipl.-Ing. Christian Psiorz
Henning Ehrenberg	Dipl.-Ing. Felix Jacobs	Dipl.-Ing. Christian Recker
Dr.-Ing. habil B. Grätz (†2012)	Dipl.-Ing. Jörg Klompaker	Dr.-Ing. Axel Ruiken
Dipl.-Ing. Steffen Großmann	Dipl.-Ing. Carsten Lauer	Kirsten Schneider
Sascha Herfert	Physiker Kurt Lhotzky	Prof. Dr.-Ing. Ulrike Weisemann

Für die Ermöglichung der Untersuchungsreihen am Skandinavienkai danke ich der Lübeck Port Authority, Frau Annette Höhn sowie ihren Mitarbeitern Frau Manon Saß, Herrn Michael Meier und Herrn Lutz Frahm für ihre jederzeit freundliche organisatorische Unterstützung.

Die Ausführung der Untersuchungsreihen an der Kreisstraße Altenberge ermöglichte freundlicherweise das Straßenbauamt des Kreises Steinfurt, Herr Werner Wenker, sowie die Baufirma Beton- und Monierbau, Herr Pagenkämper. Die organisatorische Unterstützung der Untersuchungen unter laufendem Verkehr übernahm dankenswerterweise die Kreisstraßenmeisterei, Herr Stefan Feldmann.

Mein Dank gilt Frau Shabnam Meshkinghalam, die sich während ihrer studienbegleitenden Tätigkeit bei der Firma GEOscope und ihrer anschließenden Masterarbeit der mühsamen Aufbereitung der Datensätze der Untersuchungen Altenberge gewidmet hat. Ebenso danke ich dem Team um Herrn Prof. Dr. Meyer, namentlich Herrn Björn Holm, Herrn Chuantao Chen, Herrn Daniel Gröger, Frau Jana Mühler, Herrn Dr. Martin Tazl und Herrn Mathias Martin, für die fachliche, freundschaftliche und stetige Unterstützung der diversen Vorhaben.

Meinen ganz besonderen Dank möchte ich für ihren persönlichen Einsatz, ihre freundschaftlichen Ratschläge und die wertvollen fachlichen Diskussionen an die Herren Dr.-Ing. Ansgar Emersleben und Dr.-Ing. Jan Retzlaff richten. Dieser Dank gilt auch Frau Ulrike Wehdebrock für ihre stetige und unermüdliche Unterstützung bei der redaktionellen Bearbeitung und dem Team der BBG für die reibungslose Abwicklung des laufenden Tagesgeschäftes.

Für die zeitlichen Freiräume, finanziellen Möglichkeiten und die Unterstützung eines Promotionsverfahrens danke ich den Herren Prof. Dr.-Ing. Georg Heerten, Thomas Knuffinke, Alexander Naue, Helmut Naue, Friedrich-Wilhelm Naue und Sebastian Naue.

In meinen Dank schließe ich alle ein, die durch ihr Wissen, Wohlwollen, ihre Förderung und Forderung oder Kritik die persönliche Entwicklung ermöglichen. Für mich waren das zuerst meine Eltern Maiken und Reinhold und mein Stiefvater Winfried. Neben vielen langjährigen Freunden und Wegbegleitern aus der Fachwelt möchte ich meine Lehrer Axel Zager, Carl Stoewahse, Fokke Saathoff, Ernst Reuter, Georg Heerten und Walter Ewert namentlich nennen.

Von unschätzbarem Wert ist mir der immer ermutigende, liebevolle Zuspruch meiner Frau Heike und meiner Kinder Jasper und Meret und deren unerschöpfliche Geduld gewesen. Dafür mein größter Dank!

Osnabrück, im Januar 2016



## Zusammenfassung

Im Straßen- und Bahnbau bilden ungebundene Tragschichten des Oberbaus einen wesentlichen Bestandteil der Gesamtkonstruktion. Sie unterliegen hohen zyklisch-dynamischen Beanspruchungen aus Verkehrslasten. Wie hier gezeigt, sind die resultierenden Schub- und Biegebeanspruchungen in beiden Anwendungsfällen ähnlich. Da ungebundene Tragschichten keine Zugkräfte aufnehmen können, werden diese je nach Anwendungsfall lagenweise mit dehnsteifen Bewehrungseinlagen, sogenannten Geogittern, bewehrt. Zu klären war, ob der Bewehrungseffekt auch bei kleinen Verformungen, wie sie bei sehr steifen Konstruktionen zu erwarten sind, auftritt.

Anhand einer Literaturschau kann zunächst das mechanische Zusammenwirken der Bewehrungseinlage und des ungebundenen Tragschichtmaterials beschrieben werden. Die Bewehrung wirkt wesentlich auf die Scherfugenentwicklung, die für das Verformungs- und Bruchverhalten ungebundener Tragschichten maßgebend ist, ein. Als maßgebende Kennwerte und Eigenschaften der Bewehrung werden die Dehnsteifigkeit und eine eigensteife Gitterstruktur identifiziert. Bei guter Interaktion liefert die Bewehrung bei einer Dehnung des Tragschichtmaterials eine rückstellende Kraft und stabilisiert das Korngerüst im Sinne einer Zugbewehrung.

Die innerhalb der Konstruktionen auftretenden Zugdehnungen sowie deren zeitliches und räumliches Auftreten konnten mit den in dieser Arbeit vorgestellten In-situ-Messungen an sowohl sehr biegeweichen als auch sehr steifen Konstruktionen quantifiziert und bewertet werden. Aufgrund der in der Einbauphase eingetragenen plastischen Verformungen ist das System vorgespannt. Danach wird die Bewehrung im Wesentlichen unmittelbar im Bereich der Lasteinleitung auf Zug beansprucht, darüber hinaus können Druckkräfte überwiegen. Gleichzeitig treten Schubbeanspruchungen und Zerrungen auf. Auch sehr steife Tragschichten werden wellenartig und auf Biegung beansprucht. Die Ergebnisse dienen als Eingangsgrößen für Laboruntersuchungen am Verbundwerkstoff Schüttmaterial/Geogitter.

Dazu wurde eine Versuchskonfiguration entwickelt, mit der die Prüfung einer mehrfach bewehrten Schottertragschicht unter definierten Laborbedingungen gelingt. Die genutzten zyklischen Triaxialversuche zeigen einen erhöhten Elastizitätsmodul der bewehrten Probe gegenüber der unbewehrten. Die Erhöhung der Materialparameter zeigt sich bereits bei sehr kleinen Verformungen von unter 0,02 % einaxialer Stauchung des Verbundwerkstoffs und sehr kleinen Dehnungen des Geogitters von rd. 0,05%. Verstärkt tritt der Effekt bei etwas größeren Anfangsverformungen auf.

In der Auswertung der zyklischen Triaxialversuche wird in der Gegenüberstellung unbewehrter und bewehrter Probekörper weiter nachgewiesen, dass die Bewehrung die im Entlastungsast festgestellten plastischen Verformungen um mehr als 30 % reduziert. Maßgebend für die Größenordnung der Verformungsreduktion ist das Spannungsniveau. Die erzeugten Spannungsverhältnisse und gemessenen Dehnungen an der Bewehrung und Stauchungen der Bodenprobe korrespondieren mit der Größenordnung der Werte im Feld.

Die Geogitter-Bewehrung steift die ungebundenen Tragschichten dergestalt aus, dass plastische Verformungsanteile erst bei sehr viel höheren Lastwechselzahlen zu für den Verkehr kritischen Verformungen akkumulieren als bei unbewehrten Tragschichten. Die Gebrauchstauglichkeit ungebundener Tragschichten unter zyklisch-dynamischen Beanspruchungen wird damit durch die Einlage von Geogittern auch bei steifen Konstruktionen und kleinen Verformungen nachhaltig verbessert.



## Inhaltsverzeichnis

1. Einführung.....	1
1.1 Begriffe und Grundlagen .....	1
1.1.1 Geokunststoffe im Straßen- und Bahnbau.....	1
1.1.2 Funktionen von Geokunststoffen im Straßen- und Bahnbau.....	1
1.1.2.1 Trennen und Filtern .....	1
1.1.2.2 Bewehren .....	3
1.1.2.3 Stabilisierung .....	3
1.1.3 Konstruktionsschichten des Straßen- und Bahnbaus .....	3
1.2 Veranlassung .....	5
1.3 Aufgabenstellung und Zielsetzung.....	8
1.4 Gliederung der Arbeit .....	10
2. Bisheriger Kenntnisstand.....	13
2.1 Nichtbindige Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung .....	13
2.2 Schichtgrenzen unter zyklisch-dynamischer und/oder hydraulischer Belastung .....	19
2.3 Unbewehrte ungebundene Tragschichten .....	25
2.3.1 Beanspruchungen aus Verkehr .....	25
2.3.1.1 Schüttungen und Tragschichten mit gebundenen Deckschichten .....	25
2.3.1.2 Direkt befahrene Schüttungen und Tragschichten .....	31
2.3.2 Beanspruchungen aus Temperatur .....	34
2.3.3 Einfluss des Untergrundes, der Witterung und der Entwässerungsbedingungen .....	36
2.3.4 Einfluss der Nachverdichtung .....	38
2.3.5 Bemessung unbewehrter ungebundener Schüttungen und Tragschichten .....	39
2.3.5.1 Freie rechnerische Bemessung .....	39
2.3.5.2 Bemessung auf Tragfähigkeit $E_{v2}$ .....	42
2.3.5.3 Bemessung auf Überfahrten .....	46
2.3.5.4 Bemessung nach der Äquivalenztheorie.....	51
2.3.5.5 Gegenüberstellung ausgewählter Bemessungsansätze.....	52
2.4 Geokunststoff-bewehrter Boden.....	55
2.4.1 Bewehrungsprodukte .....	55
2.4.1.1 Geogitter.....	55
2.4.1.2 Gewebe .....	64
2.4.2 Trenn- und Filterprodukte.....	66
2.4.3 Verbundwerkstoff geogitter-bewehrter Boden .....	69

2.4.3.1	Konventionelle Betrachtung .....	69
2.4.3.2	Interaktionsmodelle.....	70
2.4.3.3	Summarische Betrachtung (Verbundwerkstoff).....	77
2.4.3.4	Scherzonenbildung im biaxialen Spannungszustand .....	84
2.4.3.5	Untersuchungen an zyklisch beanspruchten Verbundkörpern .....	90
2.5	Bewehrte Tragschichten.....	92
2.5.1	Untersuchungen unter statischen Beanspruchungen .....	93
2.5.1.1	Feld- und Laborversuche.....	93
2.5.1.2	Numerische Untersuchungen .....	96
2.5.2	Untersuchungen unter zyklisch-dynamischen Beanspruchungen.....	98
2.5.2.1	Feld- und Laborversuche.....	98
2.5.2.2	Numerische Untersuchungen .....	111
2.5.3	Bemessung bewehrter Tragschichten .....	113
2.5.3.1	Modellvorstellungen.....	113
2.5.3.2	Ausgewählte Bemessungsverfahren.....	115
2.5.3.3	Geogitter-bewehrte Schutz- und Tragschichten im Eisenbahnbau.....	124
2.6	Spannungszustände.....	133
2.7	Zusammenfassung des Kenntnisstandes .....	138
3.	Eigene Untersuchungen .....	145
3.1	Untersuchungsbedarf und Systematik der eigenen Untersuchungen .....	145
3.2	Eingesetzte Geokunststoffe.....	147
3.3	Geogitterspezifische Messtechnik .....	149
4.	Überfahrversuche.....	151
4.1	Versuchskonzept, Aufbau und Durchführung .....	151
4.2	Instrumentierung und Datenerfassung .....	156
4.3	Böden .....	161
4.3.1	Verwendete Böden.....	161
4.3.2	Korrelationen zwischen Baugrundkennwerten.....	164
4.3.3	Wassergehalt .....	167
4.3.4	Undrainierte Scherfestigkeit .....	168
4.3.5	CBR-Werte.....	169
4.3.6	Verdichtungsgrad der Schottertragschicht.....	172
4.4	Ergebnisse der Überfahrversuche .....	173
4.4.1	Verformungsmodul auf OK Schottertragschicht.....	173

4.4.2	Erreichte Lastübergänge und Spurrillenbildung .....	176
4.4.3	Einfluss der Tragschichtdicke, Bewehrungsanordnung und Dehnsteifigkeit .....	188
4.4.4	Einfluss der Verkehrsbeanspruchung .....	192
4.4.5	Zeitlich veränderliche Kennwerte (Dehnung, Spannungen, Porenwasserdruck, elastische Verformungsanteile) .....	195
4.4.6	Beobachtungen beim Rückbau .....	205
4.5	Bewertung .....	207
5.	Feldversuche in ungebundenen Schichten des Straßenbaus .....	214
5.1	Bauklasse I/II, Ortsumfahrung Altenberge .....	214
5.1.1	Baumaßnahme .....	214
5.1.2	Messkonzept .....	216
5.1.3	Messergebnisse .....	218
5.1.3.1	Inklinometermessungen und Verformungsmodul .....	218
5.1.3.2	Verdichtung der Tragschichten .....	219
5.1.3.3	Überfahrt auf OK Schottertragschicht .....	220
5.1.3.4	Überfahrt auf OK Asphalt .....	222
5.1.3.5	Plattendruckversuch und Falling-Weight-Deflectometer-Messung auf OK Asphalt .....	224
5.1.3.6	Statische Grunddehnungen .....	226
5.2	Bauklasse III/IV, Hafenanlage Lübeck .....	227
5.2.1	Baumaßnahme und Messkonzept .....	227
5.2.2	Messergebnisse .....	228
5.3	Bewertung .....	232
6.	Triaxialversuche unter zyklischer Beanspruchung .....	235
7.	Bewertung im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit ungebundener Tragschichten .....	241
8.	Zusammenfassung und Ausblick .....	245
9.	Literatur .....	250
10.	Anhang .....	268



# 1. Einführung

## 1.1 Begriffe und Grundlagen

### 1.1.1 Geokunststoffe im Straßen- und Bahnbau

Die nachfolgende Arbeit setzt sich mit der Bewehrung ungebundener Schüttungen und Tragschichten des Straßen- und Bahnbaus im Gebrauchslastbereich auseinander. Zur Bewehrung der ungebundenen Schichten werden vorwiegend Geokunststoffe wie z.B. Geogitter eingesetzt.

Die verschiedenen Anwendungen von Geokunststoffen im Straßenbau werden z.B. von Koerner (1986/2012), Saathoff (1987), Wilmers & Saathoff (1995), Saathoff & Horstmann (1999), und Müller-Rochholz (2008) ausführlich beschrieben, vgl. auch M GeoK. Einen Gesamtüberblick über Anwendungen und Perspektiven im Bahnbau geben Müller & Haase (2013). Die Funktionen, die Geokunststoffe in den Schichtsystemen übernehmen, stehen im jeweils unmittelbaren Kontext zu den angrenzenden Erdstoffen bzw. Konstruktionsschichten. In dieser Arbeit werden ausschließlich die Funktionen Bewehren, Trennen und Filtern zur Stabilisierung von ungebundenen Tragschichten detailliert betrachtet.

Die Mehrzahl der Anwendungen von Geokunststoffen wird durch nationale und internationale Normen, Gesetze zur Inverkehrbringung und Empfehlungen zur Anwendung durch die Verkehrsträger sowie länderspezifische Dokumente geregelt<sup>3</sup>.

### 1.1.2 Funktionen von Geokunststoffen im Straßen- und Bahnbau

#### 1.1.2.1 Trennen und Filtern

Tragschichten und ungebundene Schüttungen werden grundsätzlich aus frostunempfindlichen Korn- bzw. Baustoffgemischen hergestellt. Sie sind dabei hinsichtlich der Kornverteilung und der Kornfestigkeit auf die zu erwartenden Beanspruchungen auszulegen. Die Güte der im Regelfall künstlich zusammengestellten Kornverteilungen ist damit grundsätzlich von der eines anstehenden Untergrundes oder eines künstlich hergestellten Unterbaus zu unterscheiden. Damit die Erdstoffschichten die ihnen zugedachten Aufgaben langfristig übernehmen können, muss die Kontamination der Tragschichtmaterialien mit Kornfraktionen des Unterbaus oder des Untergrundes durch Trennen verhindert werden (Abb. 1.1). Bei entsprechender Abstimmung der Kornfraktionen kann zwar im Einzelfall eine ausreichende mechanische Filterstabilität erreicht werden, bei feinkörnigem Untergrund/Unterbau ist dieses jedoch geometrisch nicht möglich. In

---

<sup>3</sup> Soweit für die funktionalen Zusammenhänge nicht von Bedeutung, wird im Weiteren auf eine Referenzierung von Normen zugunsten der wissenschaftlichen Übersichtlichkeit und Begrenzung der zeitlich variablen Bezüge, die sich aus den periodischen Überarbeitungen von Normen und Regelwerken ergeben, verzichtet. Einen Überblick gibt Mägel (2014a, b).

diesem Fall kann die mechanische Trennung der Schichten durch eine geotextile Trennlage sichergestellt werden.

Neben der reinen Trennung bzw. Einhaltung der geometrischen Filterkriterien von Böden muss die Wasserdurchlässigkeit in der Schichtebene sichergestellt werden. Bodenwasser des Untergrundes und der Tragschicht muss sich unter den statischen und zyklisch-dynamischen Beanspruchungen im Idealfall frei bewegen und entspannen können, ohne dass dabei Kontakterosion oder Kontaktflächenerosion auftritt. Die Trenn- und Filterfunktion können daher nicht jeweils isoliert betrachtet werden, da auch eine geschlossene Folie trennen könnte, die Filterfunktion aber nicht gewährleistet wäre.

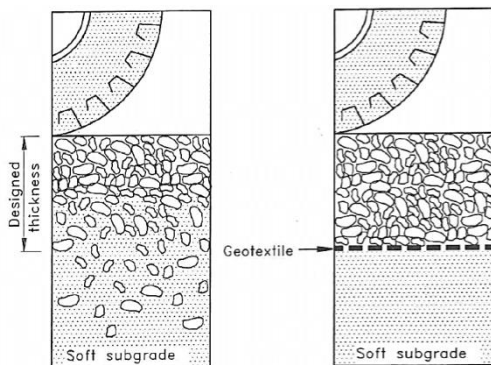


Abb. 1.1: Verhinderung der Durchmischung von Korngemischen und feinkörnigen Böden durch geotextile Trennlagen (Rankilor, 1981, in Holtz et al., 1997)

Grundsätzlich sind für die Funktionen Trennen und Filtern Vliesstoffe und Gewebe geeignet, wobei das hydraulische Verhalten unterschiedlich ausgeprägt ist. Die Abminderung des Durchlässigkeitsbeiwertes normal zur Ebene eines bodenbesetzten Gewebes oder chemisch/thermisch verfestigten dünnen Vliesstoffes mit einer Dicke  $d < 2 \text{ mm}$  liegt nach Ergebnissen von Heerten (1981) in der Größenordnung von  $\eta_{\text{Gewebe}} \approx 10^{-1} \dots 10^{-4}$ . Die Abminderung des Durchlässigkeitsbeiwertes eines mechanisch verfestigten Vliesstoffes mit  $d \geq 2 \text{ mm}$  fällt dagegen mit  $\eta_{\text{Vliesstoff, } d \geq 2 \text{ mm}} \approx 10^0 \dots 10^{-2}$  signifikant geringer aus.

Die gegenläufigen Anforderungen „so kleine Öffnungen wie möglich“, um ein hohes mechanisches Rückhaltevermögen zu erreichen, und die Anforderung „so durchlässig wie möglich“, um eine hohe hydraulische Wirksamkeit zu gewährleisten, sind gegeneinander abzuwägen und die Eigenschaften der Trenn- und Filterlage auf die projektspezifischen Randbedingungen abzustimmen.

DIN EN ISO 10318 definiert:

*Trennen: Vermeiden des Mischens aneinandergrenzender verschiedener Böden und/oder Füllstoffe durch die Verwendung eines Geotextils oder eines geotextilverwandten Produkts.*

*Filtern: Zurückhalten von Boden oder anderen Teilchen, die hydrodynamischen Kräften ausgesetzt sind, während Flüssigkeiten in oder durch ein Geotextil oder ein geotextilverwandtes Produkt dringen können.*



### 1.1.2.2 Bewehren

Die Bewehrungsfunktion ist nach DIN EN ISO 10318 definiert als die *Nutzung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens eines Geotextils oder eines geotextilverwandten Produkts zur Verbesserung der mechanischen Eigenschaften des Bodens oder eines anderen Baustoffs*.

Im Verständnis des Verfassers umfasst diese Definition alle durch die mechanische Wechselwirkung zwischen Bewehrung und Korngerüst der angrenzenden Böden erreichten positiven Effekte, die (bei Nutzung eines geotextilverwandten Produkts, wie z.B. eines Kombinationsprodukts aus Geogitter und Vliesstoffkomponente) durch die Trennfunktion, die Filterfunktion oder eine entwässernde Funktion (Drainage) überlagert oder ergänzt werden können. Die Größe und Richtung der auftretenden Spannungen und Verformungen in den Schichtgrenzen und Spannungen und Dehnungen bzw. Verformungen im eingelegten Produkt sind dabei zunächst sekundär.

### 1.1.2.3 Stabilisierung

Die Stabilisierung (von Böden), ein im Erd- und Straßenbau sowohl national als auch international seit Jahrzehnten in sehr unterschiedlichen Kontexten genutzter und daher nicht eindeutig belegter Terminus technicus, beschreibt gegenüber der Funktion Bewehren einen Effekt, der durch Trennung, Entwässerung und/oder die kleinräumige Wirkung von Bewehrungsprodukten zu einer summarischen positiven Beeinflussung des mechanischen Verhaltens der Tragschicht unter zyklischen Lasten führt und damit die Verformungen reduziert. Ein Geokunststoff kann daher durch die Funktionen Trennen, Filtern, Drainieren und/oder Bewehren bzw. Kombinationen aus den Funktionen eine stabilisierende Wirkung ausüben<sup>4</sup>. In den Arbeitsgruppen zur internationalen Normung (ISO WG2, Stand 2015-03-11) wird Stabilisierung im Kontext zu Geokunststoffen wie folgt definiert und der fachliche Hintergrund diskutiert: *Improvement of the mechanical properties of an unbound granular material by including one or more geosynthetic layers such that the deformation under applied loads is reduced by minimizing soil particle movement*.

### 1.1.3 Konstruktionsschichten des Straßen- und Bahnbaus

Bedingt durch die unterschiedlichen Einwirkungen aus Verkehr (Lastkollektive aus PKW- und LKW-Verkehr, Lastkollektive aus Zugüberfahrten) mit unterschiedlichen Rad- und Achslasten wurden in der Vergangenheit eigene Vorschriften im Bahn- und Straßenbau erlassen, die sowohl von den Anforderungsprofilen als auch den Begrifflichkeiten stark voneinander abgewichen sind. Durch die starke Zunahme des Verkehrs im Straßenwesen und die zunehmende Ähnlichkeit der

---

<sup>4</sup> Eine ausführliche Auseinandersetzung und Diskussion findet sich in Vollmert (2014). Inwieweit zukünftige Diskussionen zu Änderungen der normativen Begrifflichkeit führen, ist für die wissenschaftlich relevanten mechanogenen Zusammenhänge irrelevant und wird daher hier nicht weiter thematisiert. Zur eindeutigen Trennung einzelner Effekte werden die vorgenannten Begriffe der DIN EN ISO 10318 genutzt.

Konstruktionen (z.B. Feste Fahrbahn im Bahnwesen im Vergleich zu Betondeckenkonstruktionen im Straßenwesen) sowie die daraus resultierenden Ähnlichkeiten der Beanspruchungen der Trag- und Schutzschichten und des Unterbaus ergeben sich zunehmend qualitativ und quantitativ vergleichbare geotechnische Fragestellungen. In der aktuellen Fassung des eisenbahnspezifischen Regelwerks Ril 836 (2014) werden daher die Anforderungen an die Baustoffgemische und Prüfvorschriften resp. -intervalle an die Regelwerke des Straßenbaus angeglichen und z.B. auf die TL-SoB-StB04/07, das M GeoK sowie die ZTV E-StB 09 verwiesen.

Wesentlicher Unterschied insbesondere zwischen üblichen Straßenaufbauten und Eisenbahnen mit Schotteroberbau ist die Zutrittsmöglichkeit für Niederschläge im Eisenbahnoberbau, während der Straßenoberbau bei den meisten Bauweisen zumindest im mitteleuropäischen Bereich durch abdichtende Deckschichten und eine seitliche Andeckung des Banketts gegen Zutritt von Niederschlägen geschützt wird. Für den gesamteuropäischen Raum und außereuropäische Länder trifft diese Bedingung im Straßenbau nicht mehr zu. Bei openporigen Bauweisen entfällt dieses Differenzierungsmerkmal ebenfalls.

Für die Anwendungsbereiche des Straßen- und Bahnbaus sind die wesentlichen Grundbegriffe der unterschiedlichen Schichten in Abb. 1.2 gegenübergestellt. Die dargestellten Schichtfolgen legen aufgrund ihrer Ähnlichkeit ebenfalls nahe, sowohl den Straßenbau als auch den Eisenbahnbau in die Betrachtungen einzubeziehen. Die Betrachtungen werden zeigen, dass insbesondere bei der Bemessung der Tragschichten und Schutzschichten keine relevanten Unterschiede bestehen. Abweichend vom sonst üblichen Verständnis wird daher weiter nicht nach Straßen- und Bahnbau differenziert.

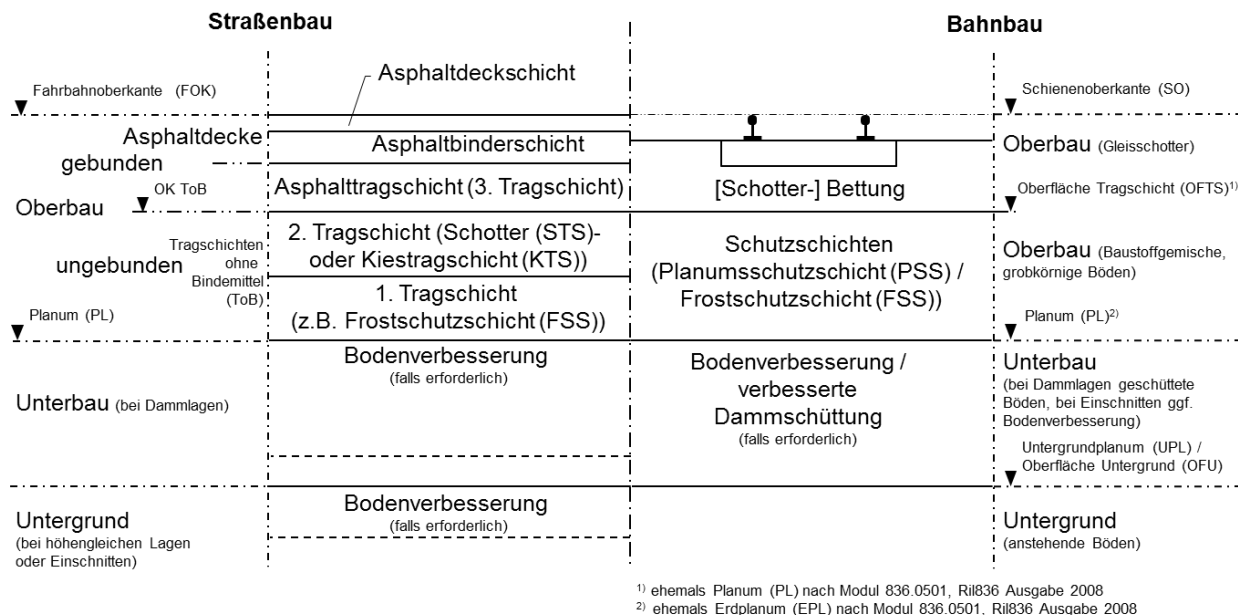


Abb. 1.2: Gegenüberstellung der Begriffsbestimmungen im Straßenbau nach Velske et al. (2009), RStO 12 und im Bahnbau nach Ril 836 (2014)

Im Folgenden wird auf *ungebundene* Tragschichten des Oberbaus und *ungebundene* Schichten des Unterbaus von Verkehrsflächenbefestigungen oder Eisenbahnfahrwegen fokussiert. Hydraulisch gebundene Tragschichten sind insbesondere vor dem Hintergrund von Unstetigkeiten beim Einbau und Biegebeanspruchungen auf weichem Untergrund (Vollmert et al., 2013), Reflexionsrissen der darüberliegenden Asphaltdeckschichten (Velske et al., 2009), Entwässerungsbedingungen (Vollmert et al., 2015a) und ggf. Ermüdung kritisch zu sehen und werden hier nicht behandelt. Asphalttragschichten werden hier den gebundenen Deckschichten zugeordnet.

Bei der Diskussion bewehrter ungebundener Schichten ist formal zu unterscheiden zwischen Trag- / Schutzschichten und Bodenaustauschschichten (ungebundene Schüttungen), wobei letztere der Herstellung einer Mindesttragfähigkeit von  $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$  dienen. Bei diesem Wert kann im Allgemeinen davon ausgegangen werden, dass die dann erreichte Tragfähigkeit ausreicht, die nachfolgenden Schichten des Oberbaus entsprechend RStO 12 ausreichend verdichten und herstellen zu können. Sie zählen daher nach Floss (1997) bzw. ZTV E-StB 09 formal zum Unterbau. Verzichtet man auf das vertraglich relevante Zwischenabnahmekriterium  $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$  und führt die oberhalb einer tief liegenden Bewehrung angeordnete Schüttung dicker aus, werden höhere Tragfähigkeiten erreicht. Die Schichten sind dann in der Funktion den Tragschichten zuzuordnen. Die Formulierung ist daher ausschließlich dem in Deutschland verbindlichen Vertragskriterium geschuldet, keinem eindeutig abgegrenzten funktionalen Zusammenhang.

Verallgemeinernd können ungebundene Schüttungen, Frost-, Schutz- und Tragschichten als Konstruktionsschichten bezeichnet werden. Im Folgenden wird im Kontext mit der untersuchten Beanspruchung aus Überfahrten von (bewehrten) Tragschichten gesprochen, soweit die Schüttmaterialien den Anforderungswerten des qualifizierten Straßen- und Bahnbaus entsprechen (in Deutschland in beiden Fällen den TL-SoB-StB04/07), ansonsten von bewehrten Schüttungen. Beispiele für letztere sind Wirtschaftswege, Forstwege, Baustraßen, Lagerplätze ohne gebundenen Oberbau etc.

## 1.2 Veranlassung

Die Notwendigkeit, die Regeln und Ansätze zur Bewehrung ungebundener Tragschichten ausführlich zu bearbeiten und weiterzuführen, wurde im Rahmen eines durch die NAUE GmbH & Co. KG initiierten Forschungsforums im Hotel Limberg, Preußisch Oldendorf, am 14./15.02.2004 deutlich. In Beiträgen von Bräu, Wilmers und Vollmert wurde herausgearbeitet, dass der bisherige Stand der Kenntnisse nicht ausreicht, den Einfluss von Geokunststoffbewehrungen unter zyklisch-dynamischen Einflüssen und bei kleinen Verformungen, wie sie im Oberbau des Straßenbaus zu erwarten sind, zu beschreiben.

In Fachdiskussionen wird gelegentlich angenommen und unterstellt (Beyer, 1999), dass die Geokunststoffe bzw. die Bewehrungsprodukte bei Konstruktionen, bei denen systembedingt sehr

kleine Verformungen auftreten und größere Verformungen unzulässig sind, nicht aktiviert werden können und die prinzipiell bei großen Dehnungen aufnehmbaren Zugspannungen praktisch ohne Einfluss auf das System bleiben. Gestützt wird diese These durch Erfahrungen mit dem Plattendruckversuch, bei dessen Nutzung der Einfluss der Bewehrung nicht immer nachgewiesen werden kann. Allerdings weisen bereits frühe systematische Untersuchungen an bewehrten Tragschichtmodellen auf einen signifikanten Einfluss der Bewehrung hin (Beyer, 1999). Bereits Beyer (1999) hinterfragt im Zusammenhang mit den Problemen beim Messen des Einflusses einer Bewehrungslage auf den  $E_{v2}$ -Wert, inwieweit der Plattendruckversuch als solcher zur Bewertung bewehrter Systeme geeignet ist.

Floss (2007) sieht die Notwendigkeit, Berechnungsmodelle anzuwenden, *die den Spannungs- und Beanspruchungszustand von mehrschichtigen Systemen, die sich elasto-plastisch bzw. visko-elastisch verformen, in Abhängigkeit von Belastungs-, Zeit- und Temperaturfaktoren sowie mit Berücksichtigung der Eigenschaften der Unterlage zutreffend erfassen. Diese komplexen Ansprüche konnte die wissenschaftliche Forschung bisher nicht erfüllen.* Auch der bemessungsrelevante Nachweis der Bettungsreaktion von Einlagen aus geosynthetischem Material gelingt nur partiell oder gar nicht, da sich die infolge einer *zwischengebetteten Einlage erhöhte Verbundfestigkeit der angrenzenden Schichten* mit elastizitätstheoretischen Ansätzen nicht erfassen lässt. Floss (2007) sieht daher weiterhin erheblichen Forschungsbedarf, Verbundstoffgesetze mit zuverlässigen Bemessungskriterien zu finden. Je nach Zielsetzung sieht er verschiedene Varianten der möglichen Anordnung der geotextilen Einlagen (Abb. 1.3).

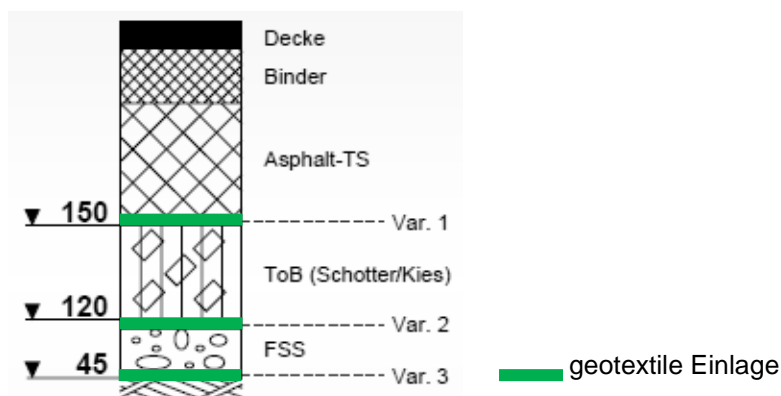


Abb. 1.3: Oberbau in Asphaltbauweise auf Tragschicht ohne Bindemittel (ToB) und Frostschutzschicht (FSS) mit geotextiler Einlage (Floss, 2007)

Insbesondere für den Fall, daß die Dicke der Tragschicht wegen (Mehr-) oder Minderdicken der Asphaltsschichten (z.B. im kommunalen Straßenbau) reduziert werden soll bzw. bei den untergeordneten Bauklassen nach RStO<sup>5</sup> ohnehin reduziert wird, oder wenn die

<sup>5</sup> In dieser Arbeit wird die Einteilung von Fahrbahnbefestigungen in Bauklassen entsprechend der zum Zeitpunkt der Ausführung der Versuchsstrecken gültigen RStO 01 beibehalten. Zur Übertragung Bauklassen auf die nach RStO 12 geltenden Belastungsklassen siehe z.B. Plehm (2013).

Asphalttragschicht ganz entfällt, kommt der ungebundenen Tragschicht eine entscheidende Bedeutung zu. Die Tragschichten müssen dann hohe Spannungen abtragen.

Das Gleiche gilt bei zunehmenden Beanspruchungen: Numrich (2003) weist darauf hin, dass in der Praxis bereits jetzt eine Überschreitung der zulässigen Achslasten um bis zu 50% gemessen wird. Entsprechend hoch fallen die Zusatzbeanspruchungen und damit die frühzeitige Schädigung der Fahrbahnkonstruktionen aus. Mit der Zielsetzung reduzierter Wartungs- und Sanierungsintervalle werden folgerichtig Innovationen und technologische Weiterentwicklungen eingefordert (BASt, BMVBS).

Im Einzelnen ergeben sich vor diesem Hintergrund folgende Optionen in der Anwendung von Geokunststoffbewehrungen in den ungebundenen Konstruktionsschichten:

- Verbesserung der Bettungsbedingungen bei Abweichungen vom Bausoll, z.B. bei lokal mangelhafter Tragfähigkeit des Untergrundes, bei lokal abweichender Qualität des Schüttgutes (abweichende Kornverteilung oder Kornfestigkeiten, Entmischung, zu niedriger/zuhohher Wassergehalt für die geforderte Verdichtung etc.), bei unzureichenden Steifigkeiten der Deckschichten (z.B. infolge erhöhter Temperaturen), oder bei unerwarteten Abweichungen von den Planungsbedingungen (u.a. veränderte oder nicht ausreichend funktionstüchtige Entwässerungsbedingungen, unplanmäßige Lasten aus Schwertransporten, erhöhte Lasten durch Umnutzung der Verkehrsfläche).
- Entwicklung von Bauweisen für Straßen im untergeordneten Straßennetz, neue kostengünstige Bauweisen mit verringerter Schichtmächtigkeit der Deckschichten: Die RDO Asphalt 09 (Wellner, 2011) erlaubt erstmals eine freie rechnerische Dimensionierung von Trag-Deckschichten unter Berücksichtigung von veränderten Materialeigenschaften und Baukomponenten, vgl. z.B. Pass & Hunstock (2007), Ehlert (2015). Wesentliche Eingangsparameter sind dabei die im Labor und auf theoretischer Basis ermittelten Ermüdungsfunktionen für unterschiedliche Asphalte. Die ertragbaren Lastwechselzahlen bis zum Auftreten von Makrorissen an der Unterseite der Asphaltsschichten werden damit verschoben, gleichzeitig werden die Schichten dünner. Erfahrungen, inwieweit die steiferen, dünnlagigen Asphaltsschichten Schub- und Temperaturbeanspruchungen und dem Einfluss von schwankenden Untergrundtragfähigkeiten in der Praxis gewachsen sind, liegen noch nicht vor. Damit steigen auch die Anforderungen an die ungebundenen Tragschichten, insbesondere im Hinblick auf eine ausreichend große Redundanz des Gesamtaufbaus, und an die erforderliche Anpassung des Ermüdungswiderstandes an die Eigenschaften der Deckschichten.
- Verlängerung der Nutzungsdauer des Unterbaus über den Verschleißzyklus der Decke hinaus: Im Rahmen der Einführung des Neuen Kommunalen Finanzmanagements (NKF) auf Basis des NKF-Einführungsgesetzes NRW (NKFEG NRW vom 16. November 2004) sind die kommunalen Straßenbauverwaltungen aufgefordert, das Anlagevermögen zu ermitteln. Hierzu sind Straßenzustandsdaten zu erheben und im Hinblick auf die Restnutzungsdauer und das erforderliche Reinvestitionsvolumen zu bewerten. Von

Weßelborg et al. (2014) wird in diesem Zusammenhang bei signifikant unterschiedlichen Lebensdauern von Unterbau und Deckschichten vorgeschlagen, bei der Erfassung des Anlagevermögens zwischen den ungebundenen Tragschichten und den Deckschichten zu unterscheiden. Bei ausreichender Dimensionierung und Nachweis der Lebensdauer des ungebundenen Aufbaus kann hier eine entsprechende Verminderung der einzustellenden Sanierungskosten durch verlängerte Nachnutzung erreicht werden.

Die Industrie ist daher aufgefordert, den Nachweis der Wirkungsweise von Bewehrungen in ungebundenen Tragschichten in geeigneter Form zu erbringen, wenn diese bei den o.g. Anwendungen Berücksichtigung finden sollen. Dabei sind die Anforderungen, insbesondere die Wirkung der Bewehrungen bei kleinen Verformungen, zu berücksichtigen.

### 1.3 Aufgabenstellung und Zielsetzung

Die Wirkung von Geokunststoffen wird seit Jahrzehnten international und national wissenschaftlich untersucht und die Anwendung kritisch begleitet. In der Vielzahl der Publikationen und des teilweise regional verfestigten Kenntnisstandes werden häufig trennende und einschränkende Merkmale stärker hervorgehoben als Gemeinsamkeiten. So ist es bisher trotz intensiver gemeinsamer Anstrengungen der Industrie (Schwerdt et al., 2004; van Gurp & Westera, 2008) und der staatlichen Forschungsinstitutionen (Bräu & Vogt, 2011) nicht gelungen, einheitliche Bemessungs- und Prüfstandards für die Anwendung von Geokunststoffen in Tragschichten zu entwickeln und zu etablieren (EBGEO, 2010). Hintergrund ist aus Sicht des Verfassers die Tatsache, dass bei keiner anderen Anwendung von Geokunststoffen derart viele Materialkomponenten, zeitabhängige Einflussparameter und hohe Spannungsdifferenzen auf engstem Raum aufeinandertreffen, die schon ohne Geokunststoffe kaum eindeutig beschreibbar sind. Zudem treten dabei je nach konstruktiver Ausbildung und dem jeweiligen Bau- bzw. Betriebszustand extrem große (Einbauzustand auf weichem Untergrund) und im Umkehrfall (Nutzungszeitraum der bewehrten ungebundenen Tragschichten des Oberbaus) extrem kleine Verformungen auf.

Abb. 1.4 zeigt ein Konvolut von Begriffen und Modellen bei der Anwendung bewehrter Tragschichten im Bahn- und Straßenbau, die zum Teil scharf, zum Teil ungenügend gegeneinander abgegrenzt sind. Alle der genannten Begriffe stehen nach Auffassung des Verfassers über die grundlegenden mechanischen Zusammenhänge in direktem Kontext und sind nur durch vereinfachende, das jeweilige Fachgebiet eingrenzende Modellvorstellungen differenziert. Leitlinie ist dabei häufig die Größe der zulässigen oder auftretenden Verformung, die wiederum meist nicht eindeutig definiert wird. Die grundlegenden systematischen bodenmechanischen Zusammenhänge werden dabei häufig bis zur absoluten Unschärfe verwischt.

Ein wesentliches Teilziel der Arbeit ist daher zunächst die Zusammenstellung eines möglichst umfassenden Gesamtüberblicks über die Thematik bewehrter ungebundener Tragschichten im

Straßen- und Bahnbau unter zyklisch-dynamischen Beanspruchungen zur Definition des Wissensstandes. Dabei sollen Gemeinsamkeiten der Anwendungsbereiche im Hinblick auf die Wirkprinzipien und Größenordnungen der Spannungen und Dehnungen sowie der Bemessung herausgearbeitet und zusammengeführt werden. Kenntnisse über diese Zusammenhänge aus dem Bereich nichtbindiger Böden und Schotter, der Wechselwirkung von Tragschichtmaterialien mit bindigen Untergründen, dem Verhalten unbewehrter Tragschichten unter praxisrelevanten Einwirkungen und deren Bemessung sind ebenso in die Betrachtungen einzubeziehen wie grundlegende Betrachtungen zum Zusammenspiel von Boden und Geokunststoffen.

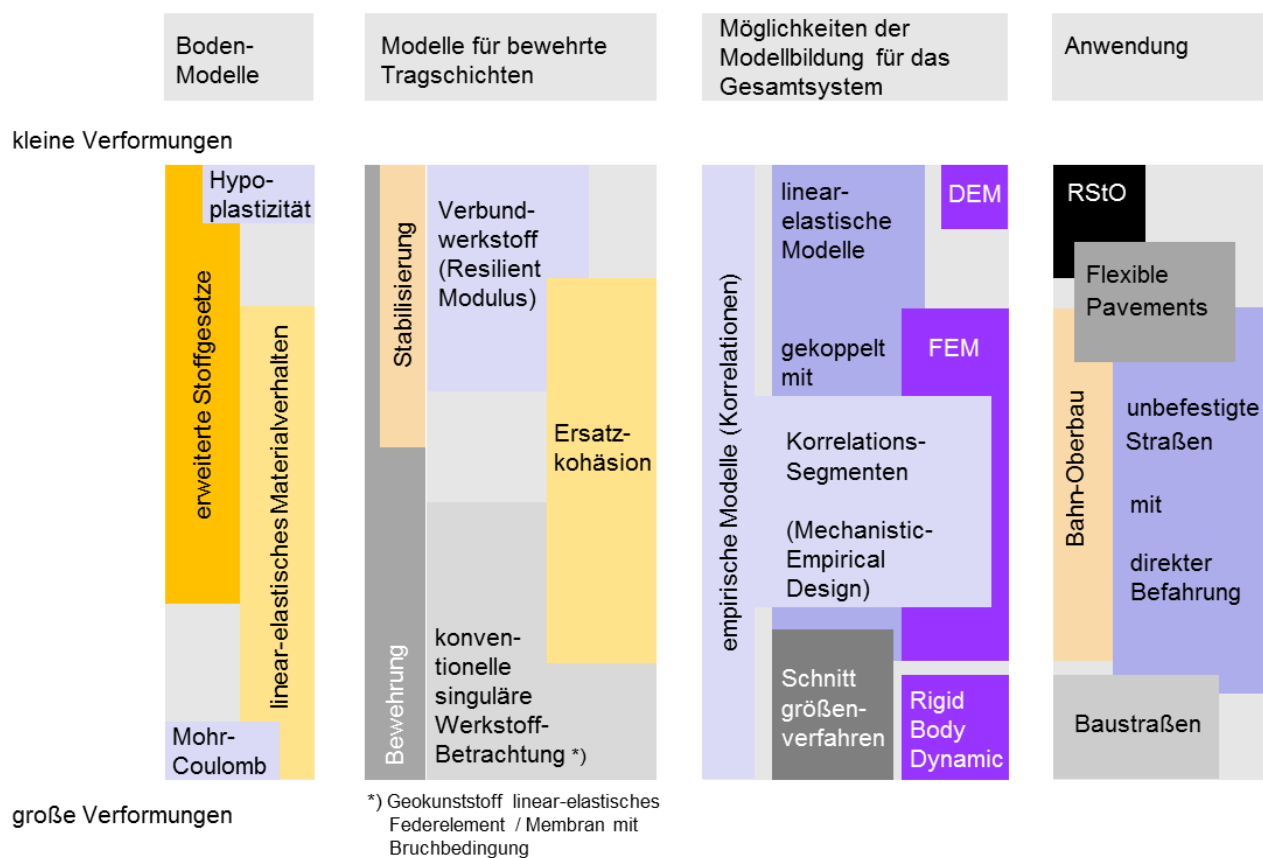


Abb. 1.4: Konvolut von jeweils gegeneinander abgegrenzten Begriffen und Modellen bei der Anwendung bewehrter Tragschichten im Bahn- und Straßenbau und Versuch einer Zuordnung zu qualitativen Verformungsgrößen

Zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit einer Fahrbahnbefestigung sollen unter Berücksichtigung der örtlich und zeitlich veränderlichen Randbedingungen die *vertikalen und horizontalen Deformationen gering und gleichmäßig* gehalten werden mit dem Ziel, die Druck-, Zug-, Schub- und Biegezugspannungen so gering zu halten, dass Zug- und Scherverformungen, die zu Rissen führen, vermieden werden (Floss, 1997). Mit dieser Vorgabe ist die Einlage von Bewehrungsprodukten unmittelbar vorgezeichnet.

Der Einfluss einer Bewehrungseinlage und damit die Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit bei kleinen Verformungen wird spannungs- und verformungsabhängig unterschiedlich ausgeprägt auftreten. Die Eigenschaften der Bewehrungseinlage, wie das Zugkraft-Dehnungs-Verhalten und die Produktstruktur<sup>6</sup>, werden zwangsläufig einen Einfluss auf das Zusammenspiel ausüben.

Zunächst sind daher die (auf die Geokunststoffe bezogenen) relevanten Einflussparameter wie Druck-, Schub- und Zugspannungen, die bodenmechanische Reaktion der Tragschicht sowie die daraus folgenden Verformungen aus dem mechanischen Verhalten der ungebundenen Schüttgüter zu identifizieren und (in den Grenzen der jeweiligen Anwendung) zu beschreiben. Diese Beschreibung ist auf den bewehrten Fall zu erweitern.

Ziel ist die vollständige Beschreibung des Zusammenspiels zwischen ungebundenen Schüttgütern bzw. Tragschichten und Bewehrungseinlagen aus Geokunststoffen unter zyklisch-dynamisch einwirkenden Verkehrslasten. Dazu soll für die zu identifizierenden Spannungs- und Dehnungszustände der systematische Einfluss der Bewehrung beschrieben und ein geeignetes Prüfverfahren abgeleitet werden. Der Einfluss der Bewehrung ist insbesondere im Hinblick auf die Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit bewehrter ungebundener Tragschichten nachzuweisen.

Als Arbeitshypothese wird vermutet, dass die unabhängig von der Größe einer Beanspruchung und Verformung auftretenden mechanogenen Zusammenhänge in einer ungebundenen Tragschicht im Zusammenspiel mit einer Bewehrungseinlage qualitativ ähnlich bleiben. Unterscheiden werden sich die Spannungs- und Verformungszustände aber in jedem Fall der Höhe nach. Bei Richtigkeit der Hypothese können demnach Ergebnisse, die bei größeren Verformungen und geringen Lastübergangszahlen an relativ „weichen“ Konstruktionen beobachtet werden, auf steifere Konstruktionen, sehr kleine Verformungen und hohe Lastübergangszahlen extrapoliert werden.

Bei Kenntnis der mechanogenen Zusammenhänge und Quantifizierung der zugehörigen Spannungs- und Verformungsbeziehungen kann eine Übertragung der Ergebnisse auf Bemessungsansätze und Berechnungsmodelle erfolgen.

#### 1.4 Gliederung der Arbeit

Die Funktionalität einer Bewehrung in Zusammenspiel mit einer ungebundenen Tragschicht ist im Sinne der Arbeitsthese mechanogen gesehen immer eine Funktion der ungebundenen Tragschicht und ggf. weiterer Konstruktionsschichten im Wechselspiel mit dem Untergrund und der Beanspruchung. Wesentlich ist daher die Kenntnis des grundsätzlichen Verhaltens ungebundener Böden unter zyklisch-dynamischen Beanspruchungen (Kap. 2.1).

Werden ungebundene Schichten als Tragschichten eingesetzt, stehen sie zwangsläufig in Kontakt zum Untergrund. Da dieser im Zusammenspiel mit den in der Schichtgrenze wirkenden

---

<sup>6</sup> Differenzierungen zwischen Produktgruppen sollen dabei in dieser Arbeit nur soweit vorgenommen werden wie zwingend erforderlich.



hydraulischen Randbedingungen einen großen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit der Eigenschaften der Tragschicht nehmen kann, sind diese Einflüsse zu beschreiben und ggf. zu quantifizieren (Kap. 2.2).

Die Beschreibung des Verhaltens ungebundener Tragschichten und deren Dimensionierung ist spätestens seit der Entwicklung bituminöser Deck- und Tragschichten Bestandteil der Straßenbauforschung. Da Geokunststoffe trotz langjähriger Erfahrung noch immer als relativ neuer Baustoff gelten, liegen viele Untersuchungsberichte vor, in denen Geokunststoffe *nicht* einbezogen sind. Die Kenntnisstandsanalyse wird daher zunächst für den Fall unbewehrter ungebundener Tragschichten als Basis für das Verständnis des mechanischen Verhaltens der Tragschichten unter den zu erwartenden Einflüssen aus z.B. Verkehr ausgearbeitet (Kap. 2.3). Als Teilergebnis der Kenntnisstandsanalyse kann auf eine Differenzierung nach Straßen- und Bahnbau verzichtet werden.

Das Zusammenspiel zwischen ungebundenen Tragschichten und einer Geokunststoff-Bewehrung wird in Kap. 2.4 erläutert. Dazu werden mit Kap. 2.4.1 und Kap. 2.4.2 zunächst Bewehrungsprodukte bzw. Trenn- und Filterprodukte und deren grundsätzlichen Merkmale vorgestellt und eingeführt. Neben den Produkteigenschaften werden die charakteristischen Merkmale zur Interaktion Geokunststoff-Boden beschrieben und insbesondere das Verhalten als Verbundwerkstoff diskutiert (Kap. 2.4.3). Das Kapitel 2.5 reflektiert dann die vorliegende Erfahrung für den Fall bewehrter ungebundener Tragschichten.

Die für den Fall unbewehrter und bewehrter Tragschichten relevanten Verkehrslasten und die daraus resultierenden Spannungsverhältnisse werden in Kap. 2.6 betrachtet. In Kap. 2.7 werden die maßgebenden Ergebnisse für das Verhalten bewehrter Tragschichten zusammengeführt.

Die eigenen Untersuchungen werden jeweils als für sich stehende Untersuchungen vorgestellt bzw. aufbereitet. Der Untersuchungsbedarf im Hinblick auf die im Rahmen dieser Arbeit aufgeriffenen Fragestellungen und die Systematik zur Bearbeitung wird in Kap. 3.1 herausgearbeitet. Mit Kap. 3.2 und Kap. 3.3 werden für die eingesetzten Geokunststoffe und die in allen eigenen Untersuchungen eingesetzte geogitter-spezifische Messtechnik die Gemeinsamkeiten der Untersuchungen vorangestellt.

Neben grundsätzlich zu klärenden Fragen wie etwa zum Einfluss einer mehrlagigen Bewehrungsführung oder zum Einfluss der Dehnsteifigkeit sind entsprechend der Aufgabenstellung Spannungs-Dehnungs-Beziehungen bewehrter und unbewehrter Tragschichten in Abhängigkeit der Verformungszustände zu ermitteln.

In Kap. 4 werden dazu Ergebnisse umfangreicher Überfahrversuche an Tragschichten ohne gebundene Deckschichten vorgestellt, die die systematische Untersuchung einzelner Einflussparameter erlauben. Variiert wurde dabei u.a. die Steifigkeit der Gesamtkonstruktion.

Zur Klärung, inwieweit die Spannungs-Verformungs-Beziehungen auf Konstruktionen mit gebundenen Deckschichten übertragen werden können, werden in Kap. 5 Ergebnisse aus Feldmessungen aufbereitet. Diese umfassen sowohl Untersuchungen an einer sehr steif

konstruierten Strecke mit Asphaltdeckschichten (Kap. 5.1) als auch eine Verkehrsfläche mit Pflasterdecke und geringer Eigensteifigkeit (Kap. 5.2).

Die gewonnenen Erkenntnisse (Kap. 4.5 und Kap. 5.3) aus den untersuchten Fällen sowie der Kenntnisstandsanalyse sind Eingangswerte für systematische Versuche zur Entwicklung eines Prüfverfahrens, mit dem der Einfluss einer oder mehrerer Bewehrungslagen auf ein ungebundenes Tragschichtmaterial unter zyklisch-dynamischer Einwirkung untersucht und spannungs-verformungsbezogen bewertet werden kann (Kap. 6).

In Kap. 7 werden die Ergebnisse zusammengeführt und bewertet. Kap. 8 fasst die Kernaspekte der vorliegenden Arbeit zusammen und umreißt den aufgrund der Fülle an Fragstellungen zwangsläufig verbleibenden Untersuchungs- und Forschungsbedarf.

## 2. Bisheriger Kenntnisstand

### 2.1 Nichtbindige Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung

Die Definition zyklisch-dynamischer Beanspruchungen folgt hier einem Vorschlag von Gotschol (2002), wonach

zyklische Beanspruchungen ( $0 < f \leq 1,0 \text{ Hz}$ ) als langanhaltende Belastungswechsel mit elastischen und plastischen Dehnungsanteilen beschrieben werden und Trägheitskräfte die Vernachlässigung dynamischer Einwirkungen erlauben,

zyklisch-dynamische Beanspruchungen ( $1,0 < f \leq 10 \text{ Hz}$ ) dadurch gekennzeichnet sind, dass bei der Betrachtung kombinierter Beanspruchungen die Größe des Zeitfensters von wesentlicher Bedeutung ist. In kurzen Zeitfenstern werden vorwiegend elastische Verformungen beobachtet, während über längere Betrachtungszeiträume bei wiederkehrenden Beanspruchungen signifikante akkumulierende plastische Dehnungen auftreten.

Abweichend von Gotschol (2002) wird unter

dynamischen Beanspruchungen eine Größe verstanden, bei deren Auftreten Massenträgheitskräfte ganz oder teilweise überwunden werden. Dieser Fall kann beispielsweise an der Oberfläche einer ungebundenen, direkt befahrenen Tragschicht, bei intensivem Lasteintrag durch Vibrationsverdichtung oder bei starker Sättigung und sehr lockerer Lagerung nichtbindiger Böden auftreten.

Die Mehrzahl der nachfolgenden Beanspruchungen und Einflüsse kann sowohl qualitativ als auch quantitativ und dem Frequenzband nach den zyklischen und zyklisch-dynamischen Beanspruchungen und Systemreaktionen zugeordnet werden, sodass auf eine (boden-)dynamische Betrachtung verzichtet wird. Die fokussierten Verkehrsbeanspruchungen wiederum sind dem Frequenzband nach vorwiegend den zyklisch-dynamischen Beanspruchungen zuzuordnen. Vereinfachend werden nachfolgend die zyklischen Beanspruchungen den zyklisch-dynamischen zugeordnet.

Ergebnisse von Plattendruckversuchen an nichtbindigen Tragschichtmaterialien bei steifer Bettung zeigen, dass diese unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung ein gegenüber einer *linear-elastischen Betrachtung abweichendes Verhalten kennzeichnet*. [...] *Der Verformungswiderstand nimmt mit steigender Belastung zu* (Wellner, 1995). Weisemann (1994) berichtet von Untersuchungen von HOTHAN u.a. aus 1983 und 1988, wonach der Nachverdichtungseffekt bzw. eine Dichteänderung anhand von Tragfähigkeitsmessungen mit dem statischen Plattendruckversuch und 31 Lastwechseln nachgewiesen und eine beträchtliche Steigerung der Tragfähigkeit der Mineralstoffgemische erzielt werden konnte.

Grundlegende Untersuchungen zur Abhängigkeit der elastischen Dehnung von der Lastwechselzahl zeigt Güttler (1984), aufgegriffen bei Gotschol (2002), Weisemann (1994) und

Wellner (1995) (Abb. 2.1). Weisemann (1994) spricht im Zusammenhang mit der Versteifung von Mineralstoffen durch Nachverdichtung von Stabilisierungseffekten, die wirksam werden.

Lekarp et al. (2000) fassen den Stand der Wissenschaft zum Verhalten und Ansätze zur Beschreibung des nichtlinear elastoplastischen Verhaltens nichtbindiger Schüttgüter zusammen:

Als maßgebende Einflüsse, die von weitgehend allen Wissenschaftlern gefunden werden, identifizieren sie den Belastungsgrad, die Lagerungsdichte, die Kornverteilung, den Feinkornanteil, die maximale Korngröße, die Materialbeschaffenheit [u.a. Kornfestigkeit und Oberflächenstruktur (Anm. d. Verf.)], die Kornform, den Wassergehalt, die Belastungsgeschichte (*stress history*) und die Anzahl der Lastwechsel. Die Reaktion des Bodens auf zyklische Belastung (*resilient response*) wird dabei wesentlich durch die Belastung und den Wassergehalt beeinflusst. Der zyklische Wiederbelastungsmodul  $M_r$  (*resilient modulus*) steigt stark bei zunehmendem Stützdruck<sup>7</sup> und zunehmender Summe der Hauptspannungen (*bulk stress*), aber nur leicht bei zunehmenden Deviatorspannungen. Der zyklische Querdehnungskoeffizient  $\nu_r$  (*resilient Poisson's ratio*) entwickelt sich hingegen in direkter Abhängigkeit von den Deviatorspannungen und umgekehrt dazu vom Stützdruck. Ein ansteigender Sättigungsgrad mindert den zyklischen Wiederbelastungsmodul.

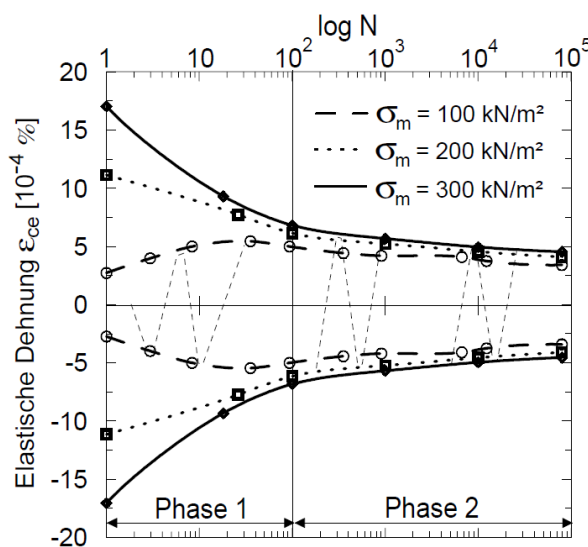


Abb. 2.1: Darstellung der abnehmenden elastischen Dehnung (bzw. des zunehmenden dynamischen Eigenverformungsmoduls / Versteifung) eines Baustoffgemisches in Abhängigkeit der Lastwechselzahl und Mittelspannung  $\sigma_m$  (Güttler, 1984, in Gotschol, 2002)

<sup>7</sup> Für statische Bedingungen wurde die Spannungsabhängigkeit von OHDE, 1939, beschrieben, vgl. Kempfert & Raithel (2012), Tabellenwerte siehe EAU 1996.

Der zyklische Wiederbelastungsmodul  $M_r$  bzw. der zyklische Querdehnungskoeffizient  $\nu_r$  sind unter linear-elastischen Bedingungen definiert als das Verhältnis zwischen der Spannungsdifferenz der Hauptspannungen und der elastischen Verformung der Probe  $\varepsilon_{1,r}$  (Gl. 1):

$$M_r = \frac{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)}{\varepsilon_{1,r}}; \quad \nu_r = -\frac{\varepsilon_{3,r}}{\varepsilon_{1,r}} \quad (\text{Gl. 1})$$

mit

$M_r$	zyklischer Wiederbelastungsmodul [-]
$\sigma_1$	Hauptspannung in axialer Richtung [kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_3$	Hauptspannung in radialer (horizontaler) Richtung [kN/m <sup>2</sup> ]
$\varepsilon_{1,r}$	Dehnung in axialer Richtung [-]
$\varepsilon_{3,r}$	Dehnung in radialer (horizontaler) Richtung [-]
$\nu_r$	zyklischer Querdehnungskoeffizient [-]

Zur Berücksichtigung einiger der auch von Lekarp et al. (2000) identifizierten Einflussfaktoren gibt Uzan (1992) bereits die in Gl. 2 gezeigte Erweiterung an. Zusätzlich wird vom Verfasser zum besseren Verständnis der auch von Perkins et al. (2004) verwendeten Formulierung die empirisch ermittelte Materialkonstante  $k_7$  nach einer Zusammenstellung von Richter (2006) in Gl. 2 aufgenommen.

$$M_r = k_1 p_0 \left( \frac{\theta}{p_0} \right)^{k_2} \left( \frac{\tau_{oct}}{p_0} + k_7 \right)^{k_3} \quad (\text{Gl. 2})$$

mit

$M_r$	zyklischer Wiederbelastungsmodul [-]
$p_0$	atmosphärischer Druck [101,3 kN/m <sup>2</sup> ]
$\theta$	Summe der Hauptspannungen (bulk stress); $\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3$ [kN/m <sup>2</sup> ]
$\tau_{oct}$	räumliche (octraedrische) Scherspannung (Deviatorspannung (3D)) $\tau_{oct} = q = \frac{1}{\sqrt{3}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$ ; im Sonderfall des rotationssymmetrischen Spannungszustandes mit $\sigma_2 = \sigma_3$ (Triaxialversuch) ergibt sich die Deviatorspannung $q$ zu $q = (\sqrt{2})/3 (\sigma_1 - \sigma_3) \approx 0,5 (\sigma_1 - \sigma_3)$ [-]
$k_{1,2,3,7}$	Materialkennwerte [-]; $k_7$ ist in der Formulierung von Lekarp et al. (2000) 0; Perkins et al. (2004) setzen $k_7$ zu 1,0; bei Richter (2006) wird $k_7$ zu $\geq 1,0$ angegeben.

Eine ähnliche, modifizierte Variante der Gl. 2 nutzt auch van Niekerk (2002) zur Beschreibung der Ergebnisse aus zyklischen Triaxialversuchen (*resonant-column (RC)*-Versuche), u.a. für ungebundene Baustoffgemische und hydraulisch aktive Baustoffgemische. Für die untersuchten Materialbeschreibungen gibt er jeweils die empirisch ermittelten Koeffizienten  $k$  an. Er stellt dabei in Übereinstimmung zu anderen Autoren fest, dass die Lagerungsdichte der Kornverteilungen einen signifikanten Einfluss auf die zyklischen Wiederbelastungsmodule hat. So verschiebt sich beispielsweise die Beziehung zwischen  $M_r$  und dem bulk-stress  $\Theta$  um 50 % bei einem Anstieg des Verdichtungsgrades von  $D_{Pr} = 97 \%$  auf 105 % und führt damit zu einer entsprechenden Verschiebung der zulässigen Lastzyklen.

Die Querdehnung  $v$  in Beziehung zur Deviatorspannung nimmt in der untersuchten Spanne der Proctordichte dabei um 35 % ab. Er schließt daraus, dass die Verdichtungsanforderungen an Mineralgemische auf über 101 % der Proctordichte zu erhöhen seien. Dabei lässt er nach Auffassung des Verfassers außer Acht, dass in geschichteten Straßenkonstruktionen der Einfluss eindringenden Wassers eine signifikante Bedeutung hat: Zwar steigt die Tragfähigkeit bei höherem Verdichtungsgrad zunächst an, der Feinkornanteil steigt durch Überverdichtung jedoch ebenfalls, die Durchlässigkeit sinkt massiv ab (Wellner & Wolf, 2013), vgl. dazu u.a. Kap. 2.2, Abb. 2.7. Damit steigt die Empfindlichkeit einer ungebundenen Tragschicht gegenüber Frosteinwirkungen und Porenwasserüberdrücken bei höherer Verdichtung ebenfalls an. Zur Berücksichtigung hydraulischer Einflüsse kann die in Gl. 2 gegebene Beziehung durch Multiplikation der Summe der Hauptspannungen  $\Theta$  um die Berücksichtigung der Saugspannung erweitert werden.

Gotschol (2002) findet bei seinen Untersuchungen kein grundsätzlich anderes Verhalten von Gleisschotter im Vergleich zu Korngemischen, wie sie für Tragschichten verwendet werden. Die vorstehenden Beziehungen werden von Gotschol (2002) wegen der linear-elastischen Grundlage (zyklischer Wiederbelastungsmodul  $M_r$ ), die durch Faktoren nachkalibriert wird, als E- $v$ -Modelle charakterisiert. Eine realitätsnähere und nichtlineare Beschreibung erlaubt die getrennte Betrachtung von Spannungen und Dehnungen (und damit von Scherdehnungen ( $\varepsilon_s$ ) und volumetrischen Dehnungen ( $\varepsilon_v$ )) mit G-K-Modellen (Gotschol, 2002; Numrich, 2003). Diesen Vorteil sehen auch Lekarp et al. (2000). Entsprechende Formulierungen finden sich bei den o.g. Autoren.

Eine relativ einfache Formulierung für die Scherdehnung  $\varepsilon_s$  und volumetrische Dehnung  $\varepsilon_v$  mit „nur“ fünf voneinander unabhängigen Eingangsparametern nach BOYCE, 1982, und MATHEW, 1983 (in Gotschol, 2002 bzw. Lekarp et al., 2000)<sup>8</sup> gibt Gl. 3. Eine weiterführende Diskussion findet sich auch bei Numrich (2003).

---

<sup>8</sup> Die Deviatorspannung und mittlere Hauptspannung sind bei Gotschol (2002) in den dort angegebenen Gl. 2.26 und 2.27 vertauscht.

$$\varepsilon_s = p^n \frac{1}{3G_1} \left( \frac{q}{p} \right); \quad \varepsilon_v = p^m \frac{1}{K_1} \left( 1 - \beta \frac{q^2}{p^2} \right) \quad (\text{Gl. 3})$$

mit

$p$  mittlere Hauptspannung;  $p = \sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$

$q$  Deviatorspannung, vgl. Gl. 4

$G$  Schubmodul<sup>9</sup>

$K$  Kompressionsmodul<sup>10</sup>

mit den Approximationen

$G_1 = G/(p^{(1-n)}); K_1 = K [1 - \beta(q/p)^2]/(p^{(1-n)})$

$\beta = (1-A)K_1/6G_1$

$A, G_1, K_1, n, m$  experimentell zu ermittelnder Stoffparameter

Gesteinskorngemische weisen unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung ein komplexes elastoplastisches (Numrich, 2003) und z.T. viskoplastisches (Gotschol, 2002) Verhalten auf, das labortechnisch sehr schwierig zu erfassen ist. Numrich (2003) beschreibt, dass sich die Gesteinsgemische in bestimmten Grenzen stabil verhalten und mit weitgehend idealelastischen Stoffgesetzen beschreiben lassen (Bereich A). Bei Überschreiten von bestimmten Beanspruchungsgrenzen ändert sich das Materialverhalten und die Beschreibungen treffen nicht mehr zu (*Shakedown-Theorie*)<sup>11</sup>. Bei Überschreiten dieses Grenzzustandes geht das System zunächst in einen instabilen Zustand über (Bereich B) und kann sich ggf. wieder stabilisieren. Allerdings kann sich auch eine progressive Verformungszunahme und damit ein Versagenszustand einstellen (Bereich C). Anhand zyklischer Triaxialversuche fährt Numrich (2003) Beanspruchungszustände für Korngemische nach, wie sie für bestimmte Bauklassen nach RStO zu erwarten sind (Abb. 2.2). Dabei zeigt sich, dass bei planmäßiger Einstellung der Spannungsverhältnisse ein Abstand zum Grenzbereich des Korngemisches besteht, allerdings im *Vergleich zwischen den vorhandenen Beanspruchungen und den ermittelten Bereichsgrenzen nur geringe Sicherheitsreserven abzuleiten sind*. Zur Einhaltung des Spannungsniveaus vgl. Kap. 2.6. Für die vier untersuchten Gesteinskorngemische gibt Numrich (2003) die vertikale elastische Grenzdehnung für den Übergang von Bereich A zu B im Bereich 0,30 ‰ (RC-Betonschotter) ÷ 0,55 ‰ (Granodiorit) an. Für Granodiorit wurde nachgewiesen, dass die Grenzdehnung für den Übergang von A zu B unabhängig von den Zellspannungen auftritt.

<sup>9</sup> Für linear elastisches Material gilt  $G = E / (2 \cdot (1 + \nu)) = \tau / \tan \gamma$ ; mit:  $\gamma$  = Schubwinkel

<sup>10</sup> Der Kompressionsmodul beschreibt eine Druckänderung, um eine Volumenänderung bzw. der Massendichte zu erzeugen. Es tritt kein Phasenübergang ein.

<sup>11</sup> Absolut idealelastisches Materialverhalten wurde von Numrich (2003) in seinen Untersuchungen an Gesteinskörnungen des Straßenbaus nicht gefunden, da die Größe der Spannungsverhältnisse im Straßenbau immer zu Nachverdichtungen und damit plastischen Verformungsanteilen führt. Er reduziert die ursprünglich auf 4 Bereiche ausgelegte Shakedown-Theorie daher auf die drei Bereiche A, B und C.

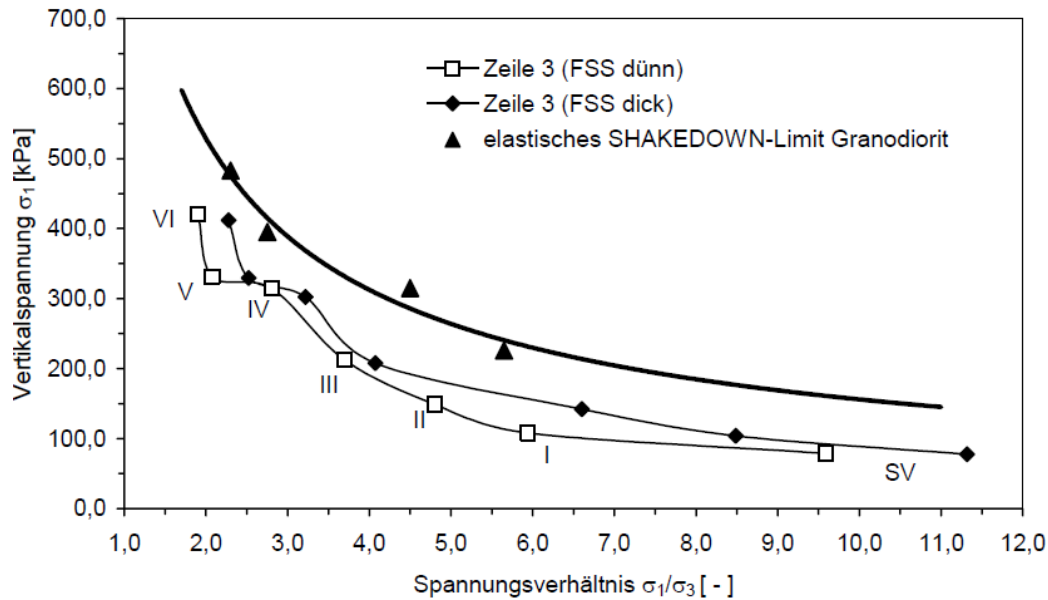


Abb. 2.2: Berechnete Spannungen auf der Schottertragschicht nach RStO 01, Tafel 1, Zeile 3, nach Mehrschichttheorie und aus Versuchen ermittelte Grenzwerte des elastischen Shakedown-Bereiches für einen Granodiorit (Numrich, 2003)

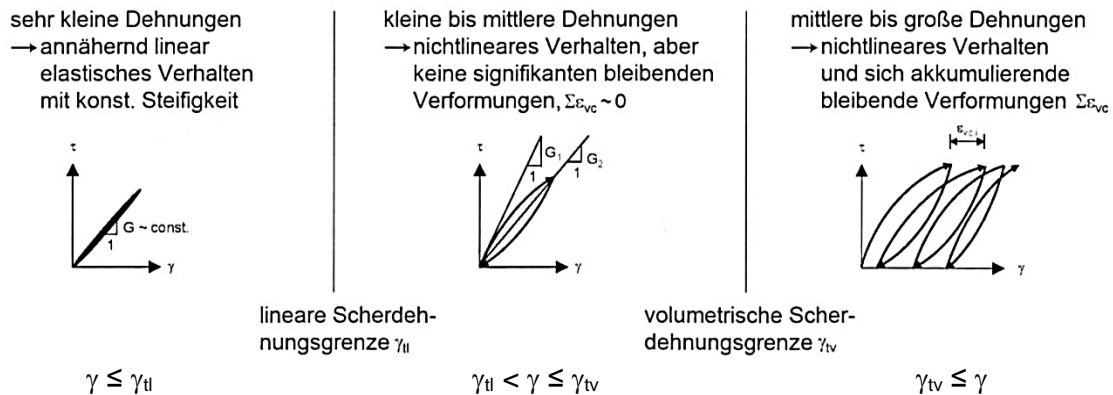


Abb. 2.3: Typisches Bodenverhalten zyklischer Schwellbelastung, untergliedert in drei Bereiche (Wegener & Herle, 2012)

Wie beschrieben, wird die Gesteinsprobe bei zyklischer Beanspruchung wiederholt verformt. Das Erreichen der zulässigen Grenzdehnungen wird nach einem Vorschlag von WICHTMANN & TRIANTAFYLLIDIS, 2009, so definiert, dass der zyklische Schubmodul  $G(\gamma) \leq 0,99 G_0$  bleibt. Die volumetrische Scherdehnungsgrenze  $\gamma_{tv}$  beschreibt nach VUVETIC, 1994, die Grenze, ab deren Überschreitung in undrainierten Versuchen ein deutlicher Anstieg des Porenwasserüberdrucks und in drainierten Versuchen eine messbare Akkumulation von bleibenden Verformungen eintritt (Wegener & Herle, 2012), vgl. Abb. 2.3. Ausgeprägt frequenzabhängige Zusammenhänge werden nicht gefunden, die Scherdehnung ist im Wesentlichen von der Lastamplitude abhängig (Wegener & Herle, 2012).



## 2.2 Schichtgrenzen unter zyklisch-dynamischer und/oder hydraulischer Belastung

Die dauerhafte Beständigkeit von Schichtgrenzen im Straßen- und Bahnbau ist neben der Stabilität der Korngemische Bedingung dafür, dass die Eigenschaften der Korngemische erhalten bleiben. Insbesondere für die Schichtgrenze Untergrund vs. ungebundenen Oberbau ist diese Bedingung nicht immer gegeben. Untersuchungen von Weißelborg et al. (2014) an Bestandsstraßen der Bauklassen II bis V zeigen, dass insbesondere die Schichtmächtigkeiten der ungebundenen Tragschichten regelmäßig geringer angetroffen werden als auch nach älteren oder nach heute geltenden Vorschriften zu erwarten wäre. Die Gesamtmächtigkeit liegt dabei im Mittel bei rd. 60 %. Musewald & Metzing (2001) finden ähnliche Ergebnisse für Aufgrabungen an Schädstellen von Pflasterbelägen und finden eine starke Vermischung des anstehenden Untergrundes mit den ungebundenen Tragschichten. Der Verlust an Tragschichtmaterial durch Vermischung kann dabei in Abhängigkeit der Ausgangstragfähigkeit des Untergrundes von 20 % bei CBR 3 %, über 60 % bei CBR 1 %, bis zu 100 % bei CBR 0,25 % betragen (FHWA, in Holtz et al., 1997).

Im Zuge einer umfangreich instrumentierten und beobachteten Teststrecke (untergeordnete Straße mit Asphaltdeckschicht auf gering tragfähigem Untergrund ( $CBR_u \approx 2,5$  % entspr.  $E_{v2,u} = 14$  MN/m<sup>2</sup> nach Anhang, Abb. 1; < 800 Hz/d) wurde von Appea (1997) die Veränderung der Tragfähigkeit untersucht. Aus Georadaruntersuchungen und Rückrechnungen von FWD-Messungen konnte die Ausbildung von Übergangsschichten mit starken Kontaminationen des Tragschichtmaterials durch Feinkorn abgeleitet werden. In den Kontrollabschnitten ohne Geokunststoffe wurde eine Kontamination von 70 % des Tragschichtmaterials mit Feinkorn innerhalb der ersten 2,5 Jahre nachgewiesen. In den Abschnitten, in denen ausschließlich Geogitter zur Stabilisierung *ohne* Trennlage eingebaut wurden, lag die Kontamination mit 60 % etwas niedriger. Die Abschnitte mit Geotextilen (Trennlagen) wiesen keine Übergangsschichten und damit keine Kontamination auf.

Ruddock et al. (1982) finden ähnliche Ergebnisse im Vergleich der ohne und mit Geotextilien ausgerüsteten Vergleichsstrecken im Rahmen einer Reihenuntersuchung, die Zone kontaminierten Tragschichtmaterials betrug bis zu 16 % der Tragschichthöhe bei weniger als 1000 Gesamtüberfahrten. Die Testfelder mit Geotextilien wiesen keine Verschmutzung auf.

Zur Vermeidung der Vermischung von Kornfraktionen aus dem Untergrund und den Konstruktionsschichten muss das Tragschichtmaterial filterstabil gegenüber dem anstehenden Untergrund ausgelegt werden.

Umfangreiche Zusammenstellungen von Filterkriterien finden sich bei Witt (1986) und Floss (1997). Eines der meistgebräuchlichen geometrischen Filterkriterien nach TERZAGHI-PECK, 1948, entwickelt für enggestufte Sande auf der Basis von BERTRAM, 1940, sowie eine Auswertung von Literaturangaben mit *relativ guter Übereinstimmung* von Witt (1986), ebenfalls gültig für enggestufte Basis- / Filterkombinationen, ist in Gl. 4 gegeben.

$$d_{15,Filter} \leq 4 \cdot d_{85,Boden} \quad \text{TERZAGHI – PECK, 1948 (in Witt, 1986)} \quad (\text{Gl. 4})$$

$$d_{15,Filter} \leq 6 \div 9 \cdot d_{85,Boden} \quad \text{BERTRAM, 1940 (in Witt, 1986)}$$

$$d_{50,Filter} \leq 5 \div 10 \cdot d_{50,Boden} \quad \text{Auswertung für enggestufte Böden (Witt, 1986)}$$

In der Praxis wird die Schichtgrenze häufig aus anstehenden bindigen Erdstoffen und Korngemischen, deren Eigenschaften auf Tragfähigkeit oder eine gute Entwässerungsfunktion ausgelegt sind, bestehen. Die Anwendungsbedingungen der Gl. 4 sind dann nicht gegeben. Allerdings reagieren eben diese Böden bei geringen undrainierten Scherfestigkeiten im Hinblick auf die mechanische Filterstabilität anfällig. In Abb. 1.2.4 sind Bereiche eingetragen, die nach Rügger & Hufenus (2003) wie folgt gekennzeichnet werden können:

- Bereich A: geringe Durchlässigkeit, geringer Wasserabdrang, Ausschwemmen des Feinkorns durch Kohäsion behindert, vereinfachter Nachweis der Kontakterosion nach MMB (2013) wenn  $c_u > 10 \text{ kN/m}^2$ , problematisch wenn diese zusammen mit Wasser und unter dynamischer Belastung zum Aufweichen neigen und [...] bei hohen hydraulischen Gradienten (z.B. auf Bahntrassen) bzw. Verlust oder Herabsetzen der Kohäsion infolge Porenwasserdrucks
- Bereich B: stark erosionsgefährdete Böden, insbesondere Böden mit gleichförmiger Korngrößenverteilung
- Bereich C: Diese Böden sind von ihrem Kornaufbau her im Allgemeinen wenig erosionsgefährdet, da die enthaltenen groben Körner ein gegenüber dem Feinmaterial filterfestes Korngerüst aufbauen können (innere Filterstabilität).

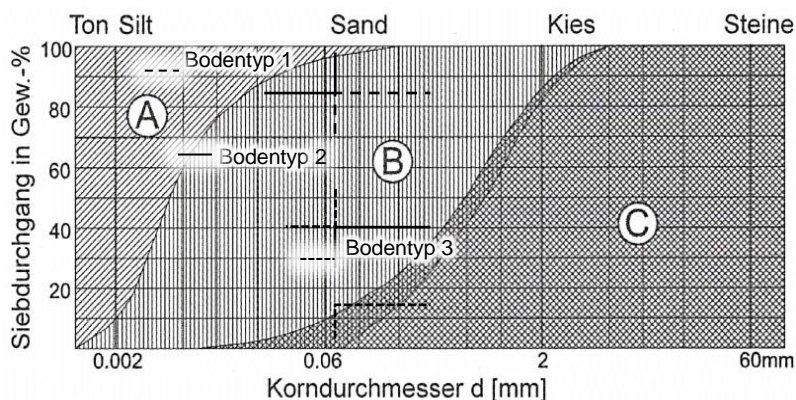


Abb. 2.4: Bodentypen A, B, C bei Nachweisen für Entwässerungsanlagen nach Schweizer Norm SN 670 125 a (1983), in Rügger & Hufenus. (2003), und Grenzbereiche der Bodentypen 1, 2 und 3 nach SHERARD, 1989, in MMB (2013)

Im Hinblick auf Kornumlagerungen sind damit Böden mit  $d_{0,06\text{mm}} > 10 \%$  Feinkornanteil besonders zu beachten. Mit zunehmendem Feinkornanteil des anstehenden Bodens steigt die Gefahr der Feinkornkontamination des Tragschichtmaterials. Einen typischen, stark kohäsiven, aber aufweichungsempfindlichen Boden im Übergangsbereich A zu B nach Abb. 2.4 stellt Geschiebemergel mit hohen Tonanteilen dar (Kap. 5.1.1, Boden Altenberge). Für den Bereich B

kann ein Geschiebelehm mit Sandfraktionen als typisch angesehen werden (Boden Tostedt), für den Bereich C die Korngemische von Tragschichten (Abb. 4.15).

Filterkriterien für kohäsive Böden wurden von SHERARD, 1989, entwickelt (MMB, 2013). Maßgebend sind dabei ausschließlich die Kornfraktionen  $d < 4,75$  mm, sie entsprechen etwa den Bereichen A und B. SHERARD, 1989, unterscheidet drei Bodentypen (Abb. 2.4), für die er die Anforderungen an den Filter unter hydrostatischen Beanspruchungen vorgibt. Bodentyp 1 entspricht etwa dem Bereich A und ist stark kohäsiv geprägt. Bodentyp 2 entspricht einem sandigen Boden mit hohem Feinkornanteil  $> 40\%$  mit Sprengung des Korngerüstes. Beim Bodentyp 3 wird das Korngerüst im Regelfall tragend bleiben. Für typische Kornverteilungen der Bodentypen ergeben sich folgende Anforderungen an den Filter, wobei die feinere Grenze hydraulischen Anforderungen geschuldet ist:

- Bodentyp 1:  $(0,2 \text{ mm} <) \quad d_{15, \text{Filter}} \leq 0,666 \text{ mm}$
- Bodentyp 2:  $d_{15, \text{Filter}} = 0,7 \text{ mm}$
- Bodentyp 3:  $(0,7 \text{ mm} <) \quad d_{15, \text{Filter}} < \text{ca. } 4 \div 12 \text{ mm}$   
(im Körnungsbereich filtertechnisch schwieriger Böden (B) nach Abb. 2.4)

Grenzkriterien, bei deren Überschreiten Kontakterosion auftritt, wurden u.a. von REHFELD, 1967, DAVIDENKOFF, 1976, MÜLLNER, 1991, und ZOU, 2000, formuliert (vgl. Wudtke & Witt, 2006), bei denen neben der Kohäsion der hydraulische Gradient und der Durchmesser des Porenkanals des Filters eingehen. Nach diesen Verfahren ergeben sich für Böden mit  $c_u > 10 \text{ kN/m}^2$  verhältnismäßig hohe hydraulische Gradienten, bei denen mit Grenzflächenerosion zu rechnen ist. Allerdings setzen die Verfahren vertikale Durchströmung der Schichtgrenze voraus und wurden ebenfalls unter hydrostatischen Bedingungen ermittelt.

Witt (1986) entwickelt unter Berücksichtigung des probabilistischen Konzepts (u.a. Menge des ausgetragenen Feinkornanteils, Abweichungen in den Kornverteilungen, ...) für beliebige Kornverteilungen, insbesondere weitgestufte Böden wie sie im Talsperrenbau eingesetzt werden, Filterkriterien gemäß Abb. 2.5. Er geht dabei von einem Bodenverlust im zu filternden Boden aus und quantifiziert diesen sowie die Mindestfilterlänge.

Als Näherung für die geometrische Filterstabilität können ebenfalls die Kriterien von KARPOFF, 1955, gesehen werden, die unter Verwendung von weitgestuften Böden und Filtern entwickelt wurden (Gl. 5).

$$d_{50, \text{Filter}} \leq 12 \div 58 \cdot d_{50, \text{Boden}} \quad \text{KARPOFF, 1955, für weitgestuften Boden und Filter (US Bureau of Reclamation), in Witt (1986)} \quad (\text{Gl. 5})$$

	Filterungleichförmigkeit		
	$C_{U,F} \leq 3$	$3 < C_{U,F} \leq 6$	$C_{U,F} > 6$
Feinkörniger Filter ( $d_{5F} < 0,5 \text{ mm}$ )	$\frac{\max d_{30F}}{\min d_{95B}} \leq 2,5$	$\frac{\max d_{10F}}{\min d_{95B}} \leq 2,5$	$\frac{\max d_{5F}}{\min d_{95B}} \leq 2,5$
Grobkörniger Filter ( $d_{5F} \geq 0,5 \text{ mm}$ )	$\frac{\max d_{30F}}{\min d_{85B}} \leq 2,5$	$\frac{\max d_{10F}}{\min d_{85B}} \leq 2,5$	$\frac{\max d_{5F}}{\min d_{85B}} \leq 2,5$

$C_U$  Ungleichförmigkeitszahl;  $C_U = d_{60}/d_{10}$

$d_X$  Durchmesser des Siebdurchgangs bei X%-Massenanteil der Gesamtprobenmenge

Index F: Filtermaterial

Index B: abzufilternder Boden

Abb. 2.5: Geometrische Kornverteilungskriterien zur Bemessung beliebiger Basis- / Filter-Kombinationen unter hydrostatischen Bedingungen nach Witt (1986)

Für Schichtgrenzen von Tragschichten ist allerdings zu beachten, dass an der Unterseite von Tragschichten Biegezugspannungen mit einhergehenden Auflockerungen an der Unterseite der ungebundenen Tragschichten (vgl. Kap. 2.3.1) auftreten. Selbst bei Einhaltung der Filterkriterien für gemischtkörnige und feinkörnige Böden ist damit unter Berücksichtigung zyklischer Spannungsänderungen und Wassereintrag eine ausreichende Stabilisierung nicht gewährleistet.

Hintergrund der Forderung nach ausreichender Filtertstabilität ist die Vermeidung von Tragfähigkeitsverlusten wie z.B. bei Appa (1997) dokumentiert. Der Eintrag bereits geringer Mengen an Feinkorn in das Korngerüst eines Tragschichtmaterials führt in der Regel zu einer Abnahme der Scherfestigkeit. Abb. 2.6 zeigt den Zusammenhang zwischen der Porenzahl des tragenden Korngerüsts (Stützkorn, *large particles*) und dem intergranularen Feinkornanteil. Bei Überschreiten des Punktes B bei rd. 25 % Feinkorn wird die feinere Fraktion für das Lastabtragungsverhalten maßgebend. Für Tragschichtgemische wird der zulässige Feinkornanteil daher auf 5 %, max. 7 % nach Verdichtung, begrenzt, da aufgrund des geringen Porenraumes in den gut abgestuften Baustoffgemischen (FULLER-Kurve) nur ein relativ geringer freier Porenraum zur Verfügung steht.

Mit zunehmender Kontamination eines Tragschichtmaterials sinkt damit neben dem Kornkontakt des Stützkorns auch die Durchlässigkeit (Abb. 2.7). Gleichzeitig nimmt die Anfälligkeit der Tragschicht im Hinblick auf die Frostsicherheit und auf die Entstehung von Porenwasserüberdrücken unter zyklischen Lasten bei voll- oder teilgesättigten Zuständen zu (Milatz & Grabe, 2015). Direkte Angaben zum Einfluss eines ansteigenden Feinkornanteils in ein bestehendes Baustoffgemisch finden sich bei Martin (1988) (Abb. 2.8 und Abb. 2.9). Eingetragen sind ergänzend die nach Verdichtung üblicherweise zugelassenen maximalen Feinkornanteile. Erkennbar wird, dass bereits ein geringer Anstieg des Feinkornanteils auf 30 % zu einem Abfall der Tragfähigkeit um 30 ÷ 50 % führt. Nochmals ausgeprägter wird der Effekt ausfallen, wenn die Tragschicht auf weichem Untergrund aufliegt und das Eindringen des Feinkorns den Querschnitt der Tragschicht schwächt.

Die mit zunehmender Feinkornkontamination näherungsweise linear abfallende Tragfähigkeit von Baustoffgemischen kann entsprechend der Abb. 2.8 und Abb. 2.9 nach Gl. 6 abgeschätzt werden.

$$E_{vi, kontaminiert} = [1 - (\Delta Feinkorn \cdot a)] E_{vi, (d < 0,063mm) \leq 7\%} \quad (Gl. 6)$$

mit

$E_{vi, (d < 0,063mm) \leq 7\%}$	Tragfähigkeit $E_v$ eines Baustoffgemisches bei begrenztem Feinkornanteil $d < 0,063mm \leq 7 \text{ M.-%}$
$\Delta Feinkorn$	Veränderung des Feinkornanteils $> 7 \text{ M.-%}$ durch Feinkornkontamination [M.-%]
$a = 0,017$	für $E_{v1}$ ( $i=1$ )
$a = 0,0135$	für $E_{v2}$ ( $i=2$ )

Martin (1988) berichtet über langjährige und umfangreiche positive Praxiserfahrungen mit Trennlagen. Er berechnet anhand eines Membranmodells und eines Trennfaktors (vgl. Anhang, Abb. 2), der das Verhältnis der unbewehrten zur bewehrten Tragfähigkeit angibt, den Einfluss einer Trennlage im Verhältnis zum Membranspannungseinfluss. Für eine 0,3 m dicke Schottertragschicht auf einem Untergrund mit Tragfähigkeiten von  $< 7,5 \text{ MN/m}^2$  und  $50 \text{ MN/m}^2$  und 1000 Lastübergängen gibt er den Trenneffekt mit konstant 20 % an, während der Membraneffekt in Abhängigkeit der Dehnsteifigkeit ( $J_{10\%} = 20 \text{ kN/m}$ ,  $40 \text{ kN/m}$ ) bei guter Untergrundtragfähigkeit praktisch ohne Einfluss bleibt und bei geringer Untergrundtragfähigkeit 14 % bis 34 % mögliche Tragschichtreduzierung liefert.

Floss et al. (1983) berichten über positive Erfahrungen und Kosteneinsparungen der nordamerikanischen Straßenbaubehörden, die bereits zum damaligen Zeitpunkt auf 4 bis 11 Mio. \$/Jahr beziffert wurden. Dabei steht die Einsparung an Schüttmaterial im Vordergrund. Praxiserfahrungen haben gezeigt, dass Geotextilien mit Zugfestigkeiten zwischen  $3,8 \text{ kN/m}$  und rd.  $20 \text{ kN/m}$  und Dehnungen zwischen 40 % und 200 % je nach Wahl der Parameter zu einer Ersparnis beim Schüttmaterial zwischen 10 und 24 % führten. Einen vergleichbaren Überblick über Bewehrungsprodukte geben Berg et al. (2000).

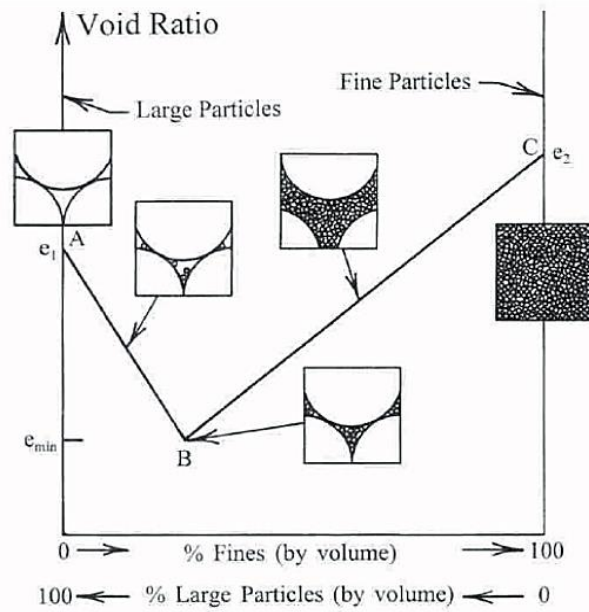


Abb. 2.6: Partikelstruktur in Abhängigkeit des Feinkornanteils (YAMAMURO & COVERT, 2001, in Röchter, 2011)

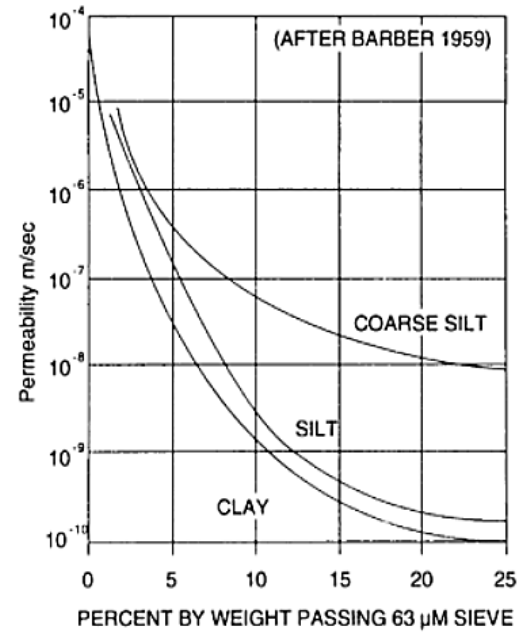


Abb. 2.7: Einfluss des Feinkornanteils auf die Durchlässigkeit (BARBER, 1959, in Ingold, 1994)

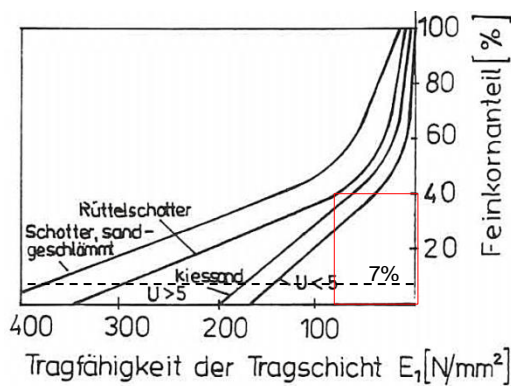


Abb. 2.8: Einfluss des Feinkornanteils auf die Tragfähigkeit von ungebundenen Baustraßenkonstruktionen (Martin, 1988)

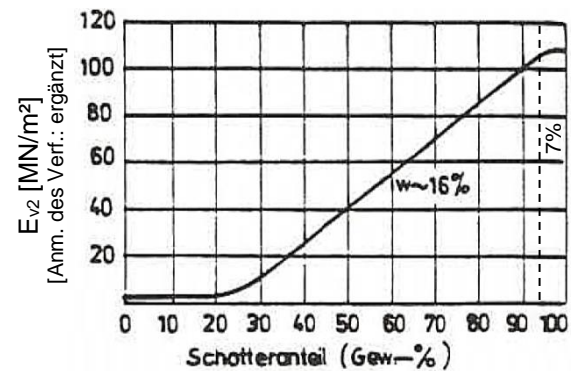


Abb. 2.9: Tragfähigkeitswerte eines Schluff-Schotter-Gemisches nach Helm (1983), in Martin (1988)

## 2.3 Unbewehrte ungebundene Tragschichten

### 2.3.1 Beanspruchungen aus Verkehr

#### 2.3.1.1 Schüttungen und Tragschichten mit gebundenen Deckschichten

Die Beanspruchungen von Straßen mit gebundenen Deckschichten aus rollendem Verkehr können in der Größenordnung 50 kN bei 0,7 MN/m<sup>2</sup> Flächenpressung als Standardradlast bei Berechnungen (Velske et al., 2009) bzw. max. 240 kN Achslast (RICHTLINIE 96/53/EG, 1996) angesetzt werden. Durch die hohe Eigensteifigkeit der Deckschichten werden die Lasten verteilt. Der Lasteintrag erfolgt während der Überfahrt in sehr kurzen Zeitabschnitten von rd. 0,01 bis 0,2 s (Velske et al., 2009). Bei langsamer Fahrt wirkt die Verkehrsbelastung entsprechend länger, vgl. z.B. Abb. 2.10. Zu den auf OK ungebundene Tragschicht auftretenden Spannungen siehe Kap. 2.6.

Fahrbahnen mit Deckschichten aus Asphalt oder Beton werden unter den Radlasten durch Biegung beansprucht. Bei gleicher Radlast führen Räder mit kleiner Kontaktfläche und großem Reifendruck zu einer größeren Biegebeanspruchung und damit Spurrinnenbildung als Räder mit großer Kontaktfläche und geringerem Reifendruck. Mikromechanische Beanspruchungen aus dem direkten Kontakt zum rollenden Reifen werden über die gebundenen Deckschichten aufgefangen und führen bei diesen zu adhäsiven oder kohäsiven Schäden (Herausbrechen eines Korns aus der Matrix bzw. Bruch der Matrix). Die Verformungen in den oberen Deckschichten aus mikromechanischen Beanspruchungen und infolge thermoplastischer Eigenschaften (Spurrinnenbildung in den oberen Asphaltdeckschichten) sind nicht Gegenstand der nachfolgenden Betrachtung und können bei gebundenen Deckschichten im Hinblick auf die Beanspruchungen der Tragschichten vernachlässigt werden.

Für die Biegeverformungen des gesamten gebundenen Oberbaus (d.h. dem Aufbau aus Asphalttrag-, Binder- und Deckschichten) liegen umfangreiche Untersuchungen vor, da die gebundenen Deckschichten im Verhältnis zu ungebundenen Tragschichten eine ausgesprochen große Steifigkeit aufweisen und als thermoplastische Materialien einen wesentlichen Einfluss auf die Größe der unter Last auftretenden Verformungen nehmen. Abb. 2.10 zeigt den qualitativen Verlauf mechanogener Spannungen an der Unterseite einer Asphalttragschicht aus der Modellstraße der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), vgl. dazu u.a. Hothan & Förster (2005) und Zander (2007), am Beispiel eines Einzelereignisses (links) sowie die zugehörigen typischen Absolutwerte der Dehnungen in Abhängigkeit der Bauklasse und damit auch in Abhängigkeit der Steifigkeit des Aufbaus (rechts).

Neben dem absoluten Grenzwert der Bruchdehnung des Asphaltes, der bedingt durch die thermoplastischen Eigenschaften des Asphaltgemisches stark temperaturabhängig ist (Abb. 2.11), muss im Hinblick auf die Lebensdauer die aus Ermüdungsversuchen abgeleitete Grenzdehnung bis zum Auftreten von Makrorissen betrachtet werden. Nach Grönninger & Walter (2011) lässt sich mit den im Spaltzug-Schwellversuch ermittelten Werten der Steifigkeit auf der Grundlage des Ansatzes der dissipierten Energie nach HOPMANN et al., 1989, die

Lastwechselzahl beim Makroriss ermitteln. Das Auftreten von Makrorissen ist dabei gekoppelt an eine exponentiell-degressive Abnahme des E-Moduls der Probe.

Im Rahmen des Ermüdungsnachweises werden die ertragbaren Lastwechselzahlen herangezogen. Die Dimensionierung zielt auf eine Begrenzung der elastischen Dehnungen ab. Die Grenzdehnung ergibt sich dabei in Abhängigkeit der im Schwelllastversuch eingetragenen elastischen Anfangsdehnung je Belastungszyklus. Die Größenordnung der zulässigen elastischen Anfangsdehnung ist dabei frequenzabhängig. Abb. 2.12 zeigt die Zusammenhänge exemplarisch für eine Belastungsfrequenz von 3 Hz. Bei höheren Frequenzen (10 Hz) liegen die ertragbaren Lastwechsel um rd. eine halbe Zehnerpotenz höher. Daneben sind akkumulierte plastische Verformungsanteile zu berücksichtigen. Niedrige Frequenzen und damit niedrigere Geschwindigkeiten führen damit zu einer erhöhten Beanspruchung des Gesamtaufbaus.

In der direkten Gegenüberstellung der bei Zander (2007) an der Unterseite einer Asphalttragschicht gemessenen Dehnungen von rd. 0,01 % (Abb. 2.10) und den im Hinblick auf die ertragbaren Lastwechsel zulässigen elastischen Dehnungen (Abb. 2.11 und Abb. 2.12) nach Mollenhauer (2008) wird die geringe Traglastreserve bei den Konstruktionen deutlich. In der Praxis wird eine Schädigung erst verzögert sichtbar oder tritt u.a. durch eine, gegenüber den Versuchsbedingungen in der Realität meist vorhandene, seitliche Einspannung des Asphaltes verzögert auf (Mollenhauer, 2008). Die Anpassung im Zuge der Bemessung wird daher nach RDO Asphalt 09 über einen Shift-Faktor von 1500 vorgenommen.

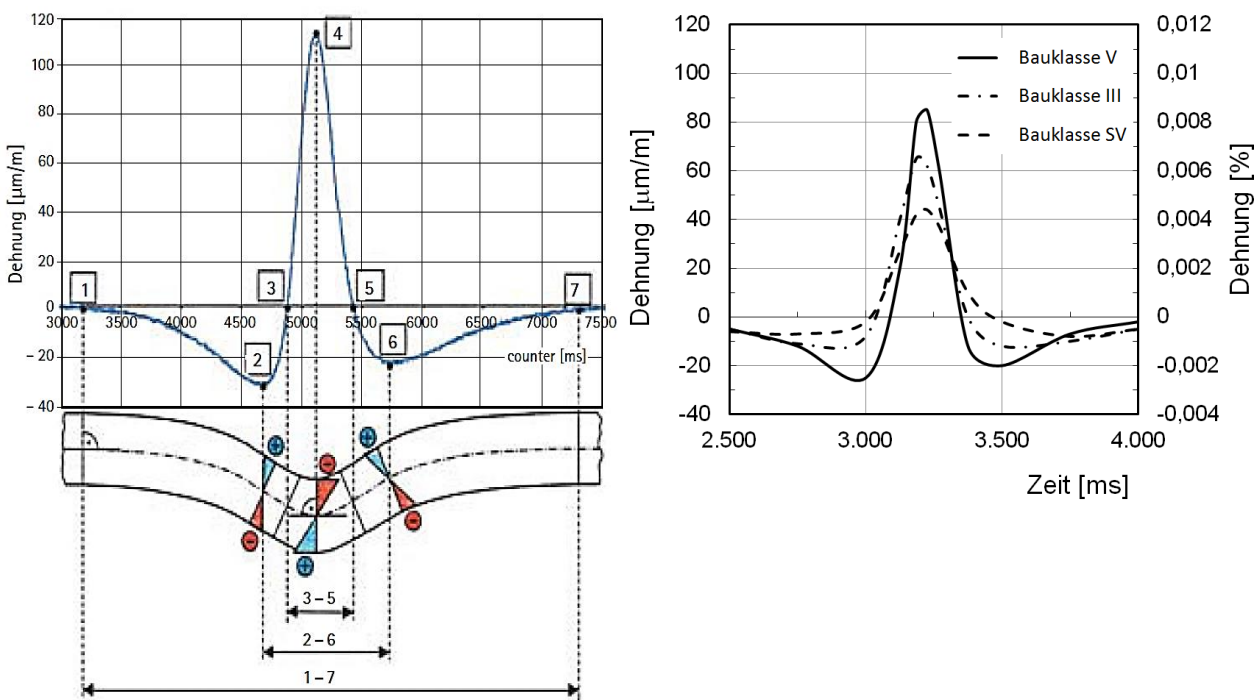


Abb. 2.10: Biegezug- und Biegedruckbereiche an der Unterseite einer Asphalttragschicht bei einer Überfahrt einer Achse über die Modellstraße der BAST am Beispiel eines Einzelereignisses (links) und zugehörige Größenordnung der Dehnung in Abhängigkeit der Bauklasse (rechts) nach Zander (2007)



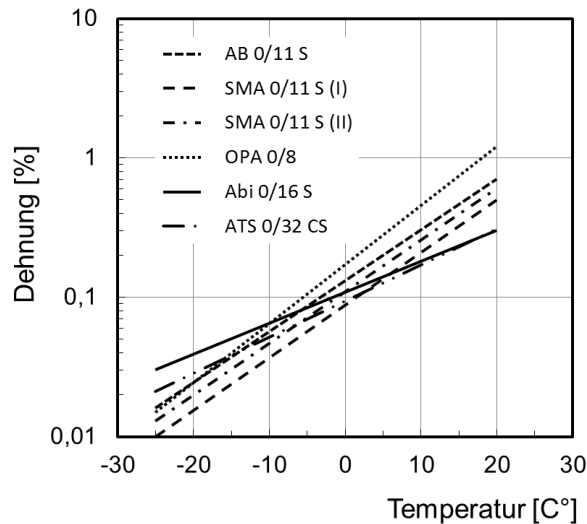


Abb. 2.11: Bruchdehnung verschiedener Asphalte in Abhängigkeit der Temperatur (Mollenhauer, 2008)

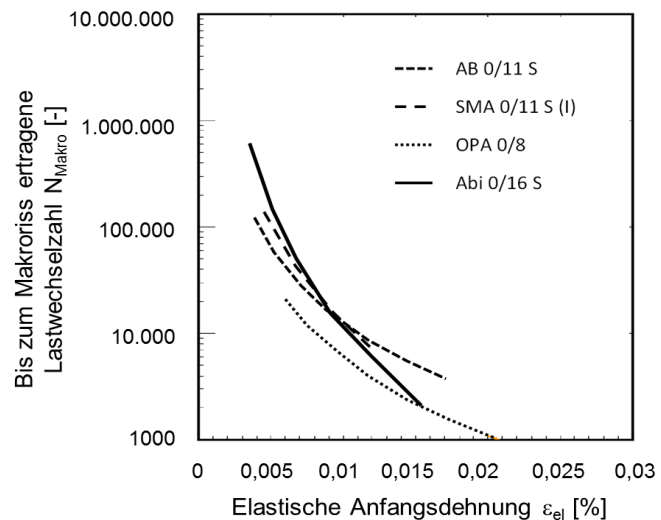


Abb. 2.12: Temperaturunabhängige Ermüdungsfunktionen der untersuchten Asphalte aus einaxialen Zug-Schwell-Versuchen (Mollenhauer, 2008)

Yoder & Witczak (1975) kommen zu dem Schluss, dass die zu erwartende Schädigung der Oberbauten nach Gl. 7 direkt an die Dehnungen an der Unterseite der Asphaltschichten gekoppelt ist. Der Exponent  $c$  variiert dabei zwischen 3 und 6, typischerweise zwischen 4 und 5. Obwohl die Dehnungen eine direkte Funktion der Eigensteifigkeit der Tragschichten sind, ist nach WITCZAK, 1973, und DEACON, 1971, die Schichtstärke der Asphaltschichten (Zwei- und Dreischichtsysteme) maßgebend (in Yoder & Witczak, 1975).

$$F_j = \left( \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_8} \right)^c \quad (\text{Gl. 7})$$

mit

$F_i$  äquivalenter Schädigungsfaktor [-]

$\varepsilon_i$  Dehnung infolge einer Beanspruchung  $i$

$\varepsilon_8$  Dehnung infolge einer Beanspruchung durch eine 8-t-Standardachslast

$c$  Exponent

Analog zu dem in Gl. 7 gegebenen Zusammenhang wird basierend auf Untersuchungen des AASHO Road Tests aus den späten 1950er Jahren der Zusammenhang direkt auf die Achslasten bezogen, wobei eine Standardachslast von 8,16 t (18 kips) und Asphaltstärken zwischen 15 cm und 27,9 cm angesetzt wurden (Yoder & Witczak, 1975). Hinsichtlich der Schädigung wirken sich Abweichungen der Achslasten zur ungünstigen Seite damit bei flexiblen Belägen in der Regel in der vierten (Hothan & Förster, 2005), vgl. auch RStO 12, bei starren oder halbstarren Belägen

unter Berücksichtigung der Ermüdung hydraulisch gebundener Materialien sogar in der 11. bis 33. Potenz aus (EU-Kommission, 1990).

In der Gegenüberstellung der aus dem AASHO Road Test abgeleiteten und international gebräuchlichen Potenzfunktion (vgl. z.B. Gl. 9) und die für die Befestigung von Flugbetriebsflächen durchgeführten Untersuchungen von WITCZAK, 1973, und DEACON, 1971, (in Yoder & Witczak, 1975, vgl. Gl. 7) ergibt sich eine direkte proportionale Abhängigkeit zwischen Achslast und horizontaler Dehnung an der Unterseite einer Asphalttragdeckschicht (Gl. 8). Im Regelfall werden daher bei der Bemessung vereinfachend näherungsweise idealelastische Bedingungen angenommen.

$$\varepsilon \sim L \quad (\text{Gl. 8})$$

mit

$\varepsilon$  Horizontale Dehnung an der Unterseite einer Asphalttragdeckschicht

$L$  Achslast

Die Ermüdung der Asphaltdeckschichten geht damit zum einen auf Biegebeanspruchungen zurück, die in Abhängigkeit der Ausbildung der Zug- und Druckzonen zur Ermüdung der Werkstoffe und kumulierten plastischen Verformungsanteilen führen, zum anderen auf klimatische Einflüsse, insbesondere Temperatur, siehe dazu Kap. 2.3.2.

Nach BECKER, 1976, in Chakar (2011), Tabelle 2.1, stehen die in der Betriebs- und Ermüdungsphase infolge der Lastkollektive auftretenden Schadensbilder in direktem Zusammenhang mit der Tragfähigkeit des Untergrundes. Unebenheiten infolge Überbeanspruchung werden unterschieden nach Quer- und Längsverformungen. In Längsrichtung haben unregelmäßige plastische Verformungen verschiedener Schichten ihre Ursachen meist in den ungebundenen Schichten oder im Zusammenwirken des gesamten Oberbaues (Unterdimensionierung), seltener im gebundenen Paket allein. Liegt die Ursache in einer zu geringen Bemessung der ungebundenen Schichten, übersteigt die Belastung (Druckspannung an der Oberfläche) der ungebundenen Schichten oder des Untergrundes den Verformungswiderstand und es treten Verformungen der gesamten Befestigung auf (KRAUSE, 2000, in Chakar, 2011).

Die Akkumulation von plastischen Verformungen infolge Belastung, Temperatur und unter Berücksichtigung der gewählten Konstruktion über die Anzahl der Lastkollektive und Zeit ist damit Kernelement der Zustandserfassung nach COST 333. Zu länderspezifischen Einflussparametern, Schädigungskriterien und Merkmalen vgl. COST 333.

Die u.a. temperatur- und schädigungsbeeinflusste Steifigkeit der gebundenen Schichten des Oberbaus bestimmt das Verhalten der ungebundenen Schichten unmittelbar mit. Wellner (1995) stellt fest, dass die Steifigkeit der ungebundenen Schichten durch die Überlagerung mit gebundenen Deckschichten bei linear-elastischer Abbildung um 100 % ÷ 200 % höher angesetzt

Tabelle 2.1: Schadensmerkmale von Asphaltdeckschichten und Ursachen nach BECKER, 1976 (in Chakar, 2011)

Schadensmerkmal	Auslösender Faktor	Hauptursachen	Zeitpunkt des Auftretens	Auswirkung auf	
				Gesamtsteifigkeit	Lebensdauer
Querrisse (Reflexionsrisse)	Klima	Schwindrisse in den, unter der Decke liegenden hydraulisch gebundenen Schichten	Betriebsphase	- 1)	-
Querrisse (Temperaturrisse)	Klima (tiefe Temperaturen)	Plastizität des bituminösen Mischgutes	Frostperiode	- 2)	- 2)
Längsrisse (Temperaturrisse)	Klima (Frosthebung)	Frostempfindlicher Untergrund, ungünstige hydrologische Bedingungen, ungenügende Befestigungsdicke	Frostperiode	-	-
Biegerisse (Längs- und Querrisse)	Verkehrsintensität, Achslast	Schwachtragfähiger Untergrund, ungenügende Befestigungsdicke, Biegezugfestigkeitsüberschreitung der bituminös gebundenen Schichten	Betriebsphase	-	-
Ermüdungsrisse (Netzrisse)	Verkehrsintensität, Achslast	Scherfestigkeitsüberschreitung einer oder aller Befestigungsschichten bzw. des Untergrundes, Alterung des Deckenmaterials	Ermüdungsphase	- 3)	-

-: negative Auswirkungen

1) Nur in Nähe der Reflexionsrisse in fortgeschrittenem Stadium

2) Bei den in der Bundesrepublik Deutschland vorherrschenden Bedingungen nicht zu erwarten

3) Nur bei den von der "Ermüdung" betroffenen Schichten

werden muss, um das Verhalten gegenüber Plattendruckversuchen realitätsnah abbilden zu können, und findet diesen Effekt auch bei Plattendruckversuchen auf Kies.

Begründet werden kann dieser Effekt nach Wellner (1995) damit, dass sich infolge unterschiedlicher, sich nichtlinear entwickelnder Querdehnungskoeffizienten im Bereich des Lasteintrags ( $\nu \approx 0,2 \div 0,3$ ) und des umgebenden, inkompressibel reagierenden Halbraums ( $\nu = 0,5$ ) bei Belastung Hebungen mit einem relativ steil verlaufenden Verformungstrichter neben der Lastplatte ausbilden. Der infolge Spannungserhöhung relativ steif reagierende Bereich unter der Lastplatte wird in die weiche Umgebung eingedrückt und hebt diese an. Wird nun der Bereich rund um die Lastplatte ebenfalls belastet, relativieren sich die Spannungsunterschiede, die Verformungen unter der Lastplatte nehmen ab. Nach Wellner (1995) wird dieser Effekt in der Literatur mehrfach genannt und als Überbauungseffekt bezeichnet. Allerdings findet Wellner (1995), dass wegen des relativ steil verlaufenden Verformungstrichters die tatsächlichen Krümmungsradien an der Grenzfläche Deckschicht/Tragschicht und damit die Biegebeanspruchung der Deckschicht deutlich ausgeprägter ausfallen als bei linear-elastischer Modellierung, die heute immer noch üblich ist. Die Abweichungen können nach Wellner (1995) 10 %  $\div$  40 % betragen, in Extremfällen bis 400 %, *und sind nicht zu vernachlässigen*.

Die Bemessung von Asphaltaufbauten erfolgt in Deutschland nach RStO 12 für Achslastkollektive. Gl. 9 gibt die Funktion in verallgemeinerter Form wieder. Sie folgt dem 4. Potenz-Gesetz, das mindestens in den USA und allen Ländern der EU (Ausnahme: Frankreich,

Exponent 5) zur Umrechnung genutzt wird (COST 333) und auch bei der freien Dimensionierung angewendet werden kann (RDO Asphalt 09). Als Bezugsachslast wird die mit der RICHTLINIE 96/53/EG (1996) für das Gebiet der Europäischen Union verbindlich eingeführte Achslast von 10 t bei einer Einzelachse ohne Antrieb angesetzt. Numrich (2003) setzt für die Berechnungen eine maximal zulässige Achslast von 11,5 t an. Er weist darauf hin, dass in der Praxis bis zu 50 % erhöhte Achslasten durch überhöhte Beladung gemessen werden. Weigh-In-Motion-Systeme (WIM) werden zur gezielten Erfassung eingesetzt. Schätzungen gehen z.B. für die Niederlande und Belgien von bis zu 15 % Anteil von Fahrzeugen mit Überlast aus (<http://www.wegenenverkeer.be>).

$$N_{10t} = f_b \cdot f_s \cdot \sum_{i=1}^N \left( \frac{L_i}{L_{10t}} \right)^4 \quad (\text{Gl. 9})$$

mit

$N_{10t}$  Summe der gewichteten äquivalenten 10-t-Achsübergänge

$f_b$  Fahrstreifenbreitenfaktor

$f_s$  Steigungsfaktor

$L_{10t}$  Bezugsachslast 10 t

$L_i$  Achslast der Achse  $i = 1 \dots N$

$N$  Anzahl der ungewichteten Achsübergänge im Betrachtungszeitraum

Als Einflussgröße geht der Fahrstreifenbreitenfaktor ein, da eine begrenzte Fahrbahnbreite zu verstärkter Spurtreue zwingt und damit die lokalen Beanspruchungen vergrößert. Angegeben werden in der RStO 12 Klassengrenzen, wobei nach Überschreiten einer Klassengrenze der Fahrbahnbreite jeweils der nächst kleinere Fahrstreifenfaktor gilt. Die Grenzwerte stehen in näherungsweise linearer Beziehung zueinander. Für Fahrbahnbreiten, die nicht exakt den Klassengrenzen entsprechen, kann daher die in Abb. 2.13 angegebene Funktion genutzt werden.

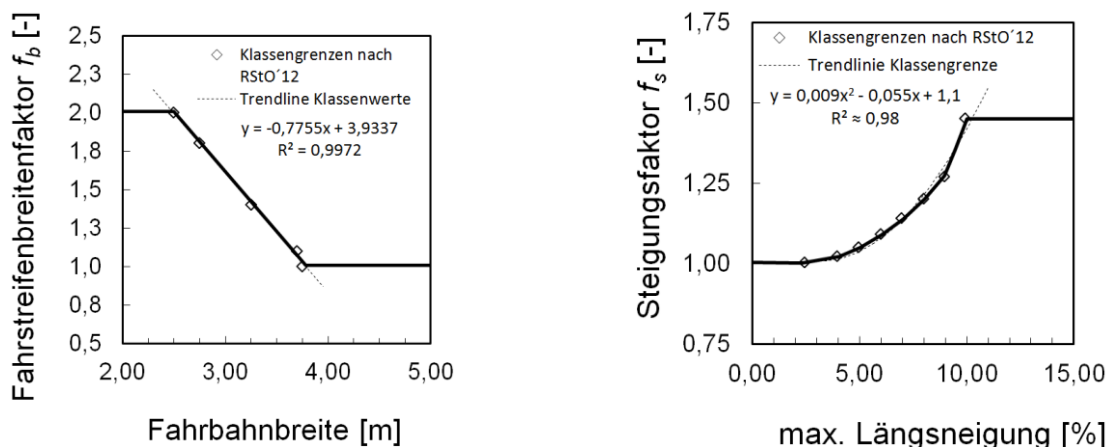


Abb. 2.13: Fahrstreifenbreitenfaktor und Steigungsfaktor in Anlehnung an RStO 12

In RStO 12 werden weitere Einflussfaktoren für die Berücksichtigung der Längsneigung angegeben, ebenfalls in Klassengrenzen, da eine Verzögerung der Geschwindigkeit infolge Steigung eine unmittelbare Vergrößerung der Beanspruchung durch eine längere Einwirkungsdauer nach sich zieht. Abb. 2.13 gibt den funktionalen Zusammenhang zwischen Längsneigung und der Zunahme der Lastkonzentration über den Steigungsfaktor an.

Die Umrechnung von zulässigen Lastübergängen einer im amerikanischen Raum und auch einigen europäischen Staaten (z.B. UK, CH, BE, PT) noch gebräuchlichen und vielen grundlegenden Untersuchungen aus den 70er, 80er und 90er Jahren zugrunde liegenden 8-t-Achse auf eine äquivalente 10-t-Achse ergibt sich mit Gl. 9 zu

$$N_{10t} = 0,41 \cdot N_{8t}.$$

Im umgekehrten Fall ergibt sich:

$$N_{8t} = 2,44 \cdot N_{10t}.$$

Die Lastfläche der 8-t-Achse wird mit einem Kontaktradius von 0,151 m und einer Radlast von 40 kN abgebildet (z.B. in Powell et al., 1984). In den RDO Asphalt 09 wird davon ausgegangen, dass die Reifeninnendrucke des Schwerlastverkehrs bis zu Achslasten von 22 t so weit angepasst werden, dass die Kontaktfläche mit einem Kontaktradius von 0,15 m ( $A = 706,9 \text{ cm}^2$ ) idealisiert werden kann. Für eine Radlast von 4 t ( $8 \text{ t} / 2$ ) ergibt sich eine Flächenpressung von  $565,8 \text{ kN/m}^2$ , die in etwa der beim Plattendruckversuch aufgetragenen Maximalspannung von  $500 \text{ kN/m}^2$  bei gleicher Kontaktfläche entspricht.

### 2.3.1.2 Direkt befahrene Schüttungen und Tragschichten

Direkt befahrene Schüttungen unterliegen neben den Beanspruchungen aus Biegezugspannungen, wie in Kap. 2.3.1.1 für Systeme mit relativ steifen Deckschichten dargestellt, zusätzlich Beanspruchungen aus Schublasten und Beanspruchungen, die aus dem direkten Reifenkontakt resultieren. Der bei Wellner (1995) beschriebene und begründete „Überbauungseffekt“ entfällt. Bei den im Regelfall eingesetzten rolligen Böden mit fehlender Kohäsion kann an der Oberfläche *wegen der fehlenden Auflast theoretisch keine noch so geringe horizontale Druckspannung* (Floss et al., 1984) aufgenommen werden.

Dawson (1997) unterscheidet drei Fälle (Fall 0: *compaction*, Fall 1: *local shear distortion within the aggregate layer close to the wheel* und Fall 2: *distortion of the pavement structure, including the subgrade, both within and outside the wheel track*), von denen der Fall 0 compaction in ausreichend konstruierten Tragschichten vernachlässigt werden kann. Im Fall 1 ist Spurrillenbildung im Wesentlichen bedingt durch die begrenzte Scherfestigkeit des Tragschichtmaterials selbst und tritt vorwiegend bei spurfahrendem Verkehr auf. Im Fall 2 ergeben sich die Verformungen summarisch aus permanenten Verformungen und Scherdehnungen des Tragschichtmaterials und des Untergrundes. Unter diesen Gesichtspunkten stimmt die nachfolgende Zusammenstellung mit den Einstufungen von Dawson (1997) überein.

Bei direkter Befahrung durch einen angetriebenen rollenden Reifen treten aufgrund der fehlenden Kornbindung

- unmittelbare Verschiebungen der Körner unter dem Reifen infolge von Schubspannungseinträgen,
- Hebungen der Körner hinter dem Reifen bei plötzlicher Entlastung und Verwirbelungen,
- oberflächennahe Verdrückungen durch Spannungsdifferenzen und Dilatanz des körnigen Tragschichtmaterials auf.

Unter Einbeziehung der tiefer liegenden Schichten bzw. der Gesamtmächtigkeit der Tragschichten vergrößern sich die Korn-zu-Korn-Verschiebungen (Scherdehnungen) an der Oberfläche infolge

- Ausbildung von grundbruchähnlichen Scherzonen infolge Spannungsdifferenzen zwischen unmittelbar und mittelbar beanspruchten Bereichen der Tragschicht mit entsprechenden Scherdehnungen in den Bruchfugen und
- Auflockerungen durch Setzungsdifferenzen vor und neben dem Rad gegenüber der Fläche unter dem Rad durch unterschiedliche Spannungszustände und auftretenden Zugspannungen im Tragschichtmaterial selbst und im Untergrund.

Die Eigensteifigkeit des Tragschichtmaterials ist dabei ausgeprägt spannungsabhängig, vgl. Kap. 2.1.

Die aus den oberflächennah auftretenden Mechanismen resultierenden Verformungen sind von den Gesamtverformungen praktisch nicht zu trennen. Die an der Unterseite einer Tragschicht zu erwartenden vertikalen Dehnungen wurden von Powell et al. (1984) anhand von elastischen Mehrschichtmodellen (vgl. Kap. 2.3.5.1) in Abhängigkeit des CBR-Wertes des Untergrundes für eine 8-t-Standardachslast berechnet (Abb. 2.14).

Die direkte Überfahung übt einen unmittelbaren Einfluss auf die Kornstruktur und Infiltrationsrate an der Oberfläche einer ungebundenen Tragschicht aus: *Es konnte festgestellt werden, dass bereits nach kurzer Beanspruchung mit baustellenüblichem Bauverkehr die Tragfähigkeiten (Verformungsmodule) zunehmen, wobei im Neuzustand noch festgestellte Unterschiede zwischen verschiedenen Gemischen/Schichten [durch Nachverdichtung (vgl. Kap. 2.3.3) und Kornumlagerungen] weitgehend verschwinden. Ein solcher Trend wurde auch für die Eigenschaft Wasserdurchlässigkeit [infolge einer oberflächennahen Kornverfeinerung] festgestellt, wobei hier die Werte abnehmen. [...]. Für die Bewertung einer Tragschicht ohne Bindemittel hinsichtlich dieser beiden Eigenschaften ist es deshalb von erheblicher Bedeutung, zu welchem Zeitpunkt (in welchem Zustand) diese Messgrößen ermittelt werden* (Wellner & Wolf, 2013).

Die Bodeninkremente werden während der Überfahrt verformt (Grabe & Milatz, 2013) und damit sowohl erhöhten Vertikalspannungen als auch Schubspannungen (Jessberger & Laue, 1992) ausgesetzt. Aus der zeitlichen Veränderung der Spannungszustände ergibt sich eine Rotation der Hauptspannungsrichtungen (Jessberger & Laue, 1992; Lekarp et al., 2000). Diese Situation gilt

grundsätzlich auch für Tragschichten mit gebundenen Deckschichten, allerdings sind die Scherdehnungen infolge der durch die steifen Deckschichten verringerten Beanspruchungen geringer. Die von Lekarp et al. (2000), Abb. 2.15, und Grabe & Milatz (2013) gezeigte idealisierte Darstellung des Hauptspannungszustandes zum Zeitpunkt der Radüberfahrt kann allerdings bestenfalls für ein sehr langsam fahrendes und schubspannungsfrei bewegtes Rad gelten, sodass sich quasistatische Randbedingungen ergeben.

Mit abnehmender Steifigkeit der ungebundenen Schüttungen und abnehmender Bettung durch den Untergrund nimmt die Setzungsmulde unter der Radlast zu. Das Fahrzeug bewegt sich praktisch in der eigenen Setzungsmulde (Dawson, 1997; Wilmers, 2008), die sich infolge der elastischen Verformungsanteile einstellt. Die Tragschicht wird damit einer ausgeprägten Walkarbeit (Wilmers, 1999) ausgesetzt (Abb. 2.16).

Die Schädigung direkt befahrener Schüttungen und der Achslasteinfluss wird analog zu Gl. 9 angenommen, international gebräuchlich ist bei ungebundenen Tragschichten der Exponent 3,95 (z.B. Giroud & Noiray, 1981; Rüegger & Hufenus, 2003).

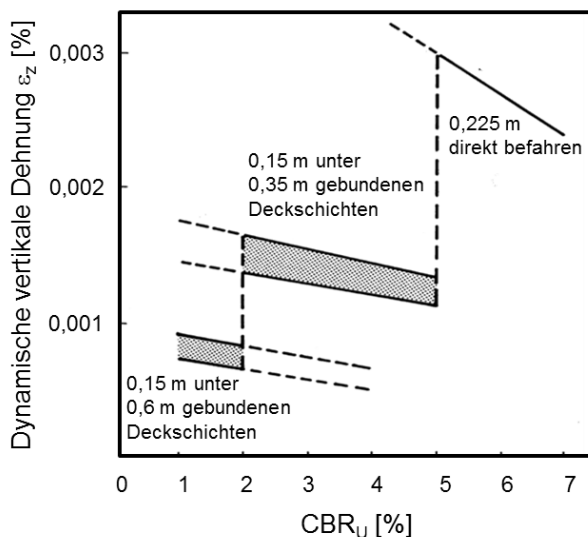


Abb. 2.14: Vertikale dynamische Dehnungen an der Unterseite einer Tragschicht in Abhängigkeit des CBR-Wertes des Untergrundes, nach Powell et al. (1984)

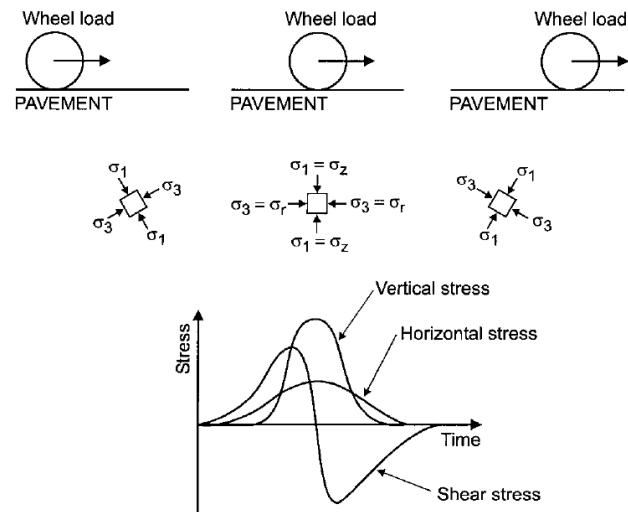


Abb. 2.15: Rotation der Hauptspannungsrichtung und zeitlicher Verlauf der Scherspannungen bei einer Radüberfahrt (Lekarp et al., 2000)

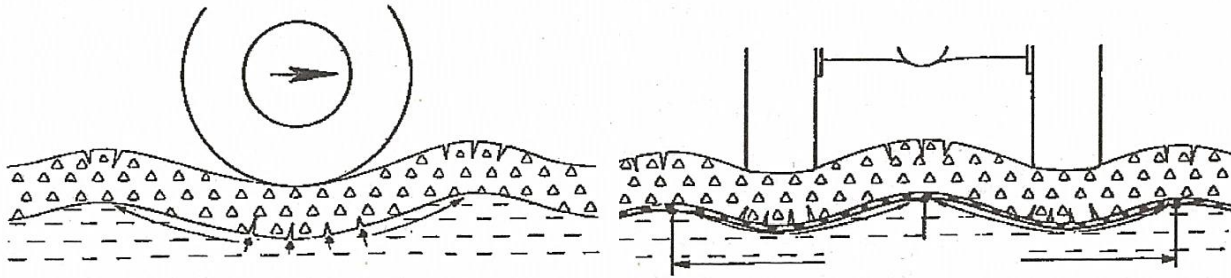


Abb. 2.16: Verformungen einer direkt befahrenen Schüttung mit Trennlage (Wilmsers, 2008)

### 2.3.2 Beanspruchungen aus Temperatur

Asphalt besitzt aufgrund der thermoplastischen Eigenschaften des Bindemittels Bitumen eine ausgeprägte Relaxationsfähigkeit, durch die Spannungen, die aus z.B. plastischen Verformungen des Oberbaus oder Längenänderungen infolge eines Temperaturanstiegs und dann erfolgter Abkühlung entstanden sind, abgebaut werden. Die Zeit bis zum vollständigen Abbau dieser Spannungen ist abhängig von der Temperatur und den Bitumeneigenschaften (Straube & Krass, 2009). Bei tiefen Temperaturen (Abb. 2.17) kann die Relaxationsfähigkeit soweit runtergesetzt sein, dass Zugspannungen nur sehr langsam abgebaut werden können.

Chakar (2011) findet folgende grundlegende Zusammenhänge: Unabhängig von den verwendeten Berechnungsmodellen (Abb. 2.18) ergeben sich massive Veränderungen der Eigensteifigkeit einer Asphaltdeckschicht in Abhängigkeit der Temperatur. In einem Temperaturfenster von 0°C bis 40°C ergibt sich eine nahezu linear um den Faktor 4 abnehmende Eigensteifigkeit. Der Einfluss der Temperaturgradienten innerhalb der Asphaltschicht kann zu rd. 10 % angenommen werden, der Einfluss bleibt damit im Verhältnis zur o.g. Beziehung gering.

Demgegenüber konnte in Parameterstudien gezeigt werden, dass die Berücksichtigung der Temperaturgradienten bei der Ermittlung der kritischen Zugdehnungen im Asphalt insbesondere in Konstruktionen mit dünnen Asphaltschichten signifikanten Einfluss hat, insbesondere auch die prognostizierte Nutzungsdauer beeinflusst, vgl. dazu Mollenhauer (2008), Abb. 2.11.

Wellner (1995) stellt fest, dass die Temperaturgradienten in den Asphaltschichten in einer Winternacht zu einer Erhöhung der Biegedruckspannungen an der Oberseite um rd. 100 % und einer Erhöhung der Biegezugspannungen an der Unterseite um rd. 20 % gegenüber den Bedingungen im Sommer führen. *Letzteres bringt bei Überbeanspruchung die Gefahr von Rissen an der Unterseite mit sich, da bei niedrigen Temperaturen bituminöse Gemische spröde werden* (Wellner, 1995). *Werden [...] temperaturbedingte Zugspannungen mit Zugspannungen aus der Verkehrsbeanspruchung kumuliert, kann die Zugfestigkeit des Asphaltes* [vgl. Abb. 2.11 und Abb. 2.12] *gegebenenfalls auch in Verbindung mit einer Ermüdung überschritten werden, wodurch eine Gefügetrennung (Riss)* [vgl. Tabelle 2.1] *entsteht* (Straube & Krass, 2009).



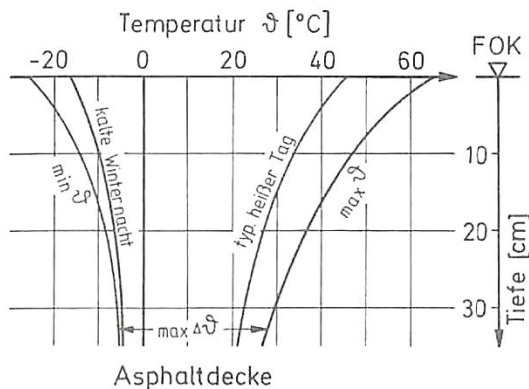


Abb. 2.17: Temperaturverteilung im Straßenoberbau in Abhängigkeit der Tiefe (Velske et al., 2009)

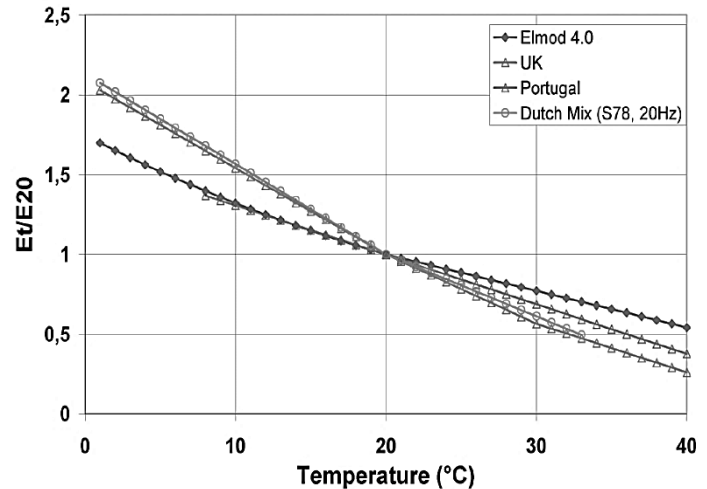


Abb. 2.18: Zusammenhang zwischen Asphaltsteifigkeit und Oberbautemperatur (COST-Action 336, 2000, in Chakar, 2011)

Die Vertikaldruckspannungen auf der ungebundenen Tragschicht steigen in Abhängigkeit der (temperaturabhängigen) Steifigkeit des gebundenen Oberbaus auf den 3,5 ÷ 4,5-fachen Betrag an (Sommertag gegenüber Winternacht). *Daraus ergibt sich die Gefahr der Entstehung bleibender Verformungen in der ungebundenen Tragschicht.* Die temperaturabhängigen Module des gebundenen Oberbaus *beeinflussen damit sehr wesentlich den Beanspruchungszustand der Straßenkonstruktion* (Wellner, 1995).

Aus den eigenen Untersuchungen zum zyklischen Verhalten der Gesteinskörnungen und den daraus ermittelten zulässigen Grenzdehnungen schließt Numrich (2003) anhand von Vergleichsberechnungen zur Beanspruchung, dass bei großen Asphaltmicken und niedrigen Oberflächentemperaturen die Steifigkeit der ToB nur eine untergeordnete Rolle im Gesamtverformungsverhalten der Straßenbefestigung spielt. *Bei den untergeordneten Bauklassen (V und VI) und bei hohen Temperaturen und damit geringer Steifigkeit der Asphaltmicken überwiegt dagegen die Bedeutung der Steifigkeit der ToB.*

Die Steifigkeit der ungebundenen Tragschichten kann durch Frosteinwirkungen und die verfestigende Wirkung des Eises bei  $T = -10^{\circ}\text{C}$  um den achtfachen und bei  $T = -5^{\circ}\text{C}$  um den vierfachen Betrag des E-Moduls bei  $0^{\circ}\text{C}$  ansteigen (BECKER, 1976, in Chakar, 2011). In der Tauperiode treten durch das frei werdende Wasser Umkehrreffekte auf, vgl. dazu Kap. 2.3.3. Zwischen 9 und  $23^{\circ}\text{C}$  werden demgegenüber vernachlässigende Unterschiede in den E-Modulen ungebundener Materialien festgestellt (Hothan et al., 1999, in Chakar, 2011).

### 2.3.3 Einfluss des Untergrundes, der Witterung und der Entwässerungsbedingungen

Beim Aufbau von Verkehrsflächenbefestigungen auf einem vorbereiteten Planum wird das Planum bereits beim Abschieben eines anstehenden Mutterbodens und dann durch den Einbau der ersten Tragschichten massiv beansprucht. Die aufgebrachten Spannungen entsprechen zu diesem Zeitpunkt denen der später auf OK Fahrbahn auftretenden, da Schüttmaterial häufig mit Straßenfahrzeugen angeliefert wird. Soweit der Untergrund eine derartige Befahrung nicht unmittelbar erlaubt, sind entsprechende Baugeräte zu wählen (Abb. 2.19). Der Übergang zwischen den gezeigten Bereichen ist fließend. Masseneinbau und -transporte sind im Vorkopfverfahren auszuführen.

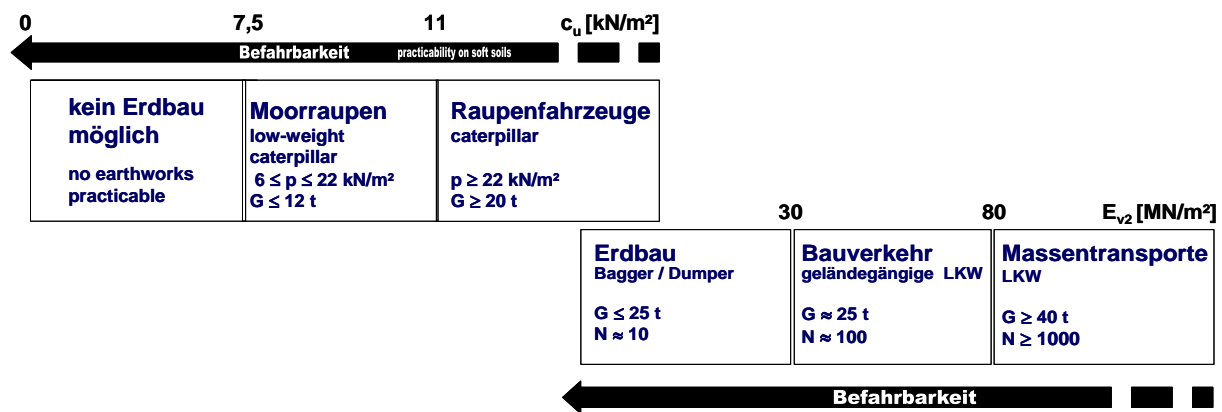


Abb. 2.19: Befahrbarkeit des Untergrundes nach Literatur- und Erfahrungswerten (Vollmert & Post, 2010)

Der Einfluss eines gering tragfähigen, in der Regel bindigen Untergrundes auf das Gesamtverhalten einer Straßenkonstruktion im Hinblick auf die mögliche aufbringbare Verdichtungsenergie und die plastischen Verformungen während des Einbaus sind hinlänglich bekannt. In dem gleichen Maße wie die Einflüsse signifikant sind, entzieht sich der Baugrund einer vollständigen Beschreibung. Selbst bei erdbautechnisch kontrolliertem Einbau gut durchmischten und aufbereiteten Materials treten erhebliche Streuungen der Einzelwerte auf, vgl. Cuelho & Perkins (2009), Cuelho et al. (2014) und Jenner et al. (2002). In vielen gesichteten Studien wird daher ganz auf die Dokumentation der Streuung der Untergrundkennwerte verzichtet. Selbst bei Nutzung von Untergründen, die einen hohen Anteil sandiger Fraktionen aufweisen, ergeben sich signifikante Streuungen der Untergrundtragfähigkeit (van Gurp & Westera, 2008).

Hintergrund ist in allen Fällen der lokal schwankende Wassergehalt und die makroskopisch aus der Stückigkeit und Verkittung beim Einbau resultierenden großen Unterschiede in der (Lagerungs-)Dichte. Das Herstellen einer absolut homogenen bindigen Packung geringer bis mittlerer Lagerungsdichte ist praktisch nicht möglich, selbst das Herstellen einer homogenen dichten Lagerung ist auf größeren Flächen praktisch nicht möglich. Natürliche anstehende Erdstoffe weisen die durch die Belastungsgeschichte und anthropogen beeinflussten typischen Differenzen auf, auf die hier nicht näher eingegangen wird. Die unterschiedliche Reaktion eines bindigen, teilgesättigten Untergrundes unter zyklischen Lasten ist Gegenstand der Forschung,

vgl. z.B. Grabe & Milatz (2014), eine vollständige materialwissenschaftliche Beschreibung liegt nicht vor. Die Bewertung im Hinblick auf den Einfluss auf Fahrbahnkonstruktionen beschränkt sich damit zwangsläufig, auch vor dem Hintergrund der in der Praxis hinzunehmenden, meist sehr reduzierten Ergebnisse aus Baugrunduntersuchungen, auf wenige ingenieurmäßige Parameter. In der Regel sind diese die wassergehalts- und belastungsabhängig stark veränderliche undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  oder der CBR-Wert bei bindigen Böden und der  $E_{v2}$ -Wert bei nichtbindigen Böden. Die Konstruktion von Fahrbahnbefestigungen zielt daher darauf ab, die auf den Untergrund wirkenden statischen, zyklischen und zyklisch-dynamischen Beanspruchungen auf ein Minimum zu reduzieren.

Die Entwässerung einer Verkehrsflächenbefestigung setzt eine planmäßige Quer- und Längsneigung, Ebenheit und Randentwässerung sowie vollständige und sichere Fassung von Schichtenwasser voraus. In der Praxis erfolgt jedoch insbesondere die Pflege der Randentwässerung nur in mehr oder weniger gleichmäßigen und planmäßigen Abständen. Der Zutritt von Schichtenwasser in Hanglagen bzw. Grundwasserschwankungen in grundwassernahen Lagen unterliegt hydrologischen Schwankungen, die nur bedingt vorhersehbar und steuerbar sind. Bei offenporigen Bankettbereichen mit seitlicher Abdeckung von bindigen Böden wird der Zutritt von Oberflächenwasser in den Bereich der Tragschichten direkt zugelassen (HeidelbergerZement, 2015) und hergestellt. Daraus ergibt sich zwar ein verringerter Oberflächenabfluss, jedoch eine mehr oder weniger planmäßige Bewässerung des aus Verkehr beanspruchten Untergrundes.

Frosteinwirkungen können den freien Ablauf von eingedrungenem Wasser verzögern oder zur Bildung von Wassersäcken innerhalb der Tragschichten oder in der Schichtgrenze zum ggf. gering durchlässigen Planum führen. In der unmittelbaren Folge ergeben sich im Jahreszyklus unterschiedlich stark ausgeprägte Schwankungen der Tragfähigkeit des Erdplanums, die sich zwangsläufig auf die Gesamttragfähigkeit des Gesamtaufbaus auswirken (Anhang, Abb. 3). Abb. 2.20 zeigt Messergebnisse unter Nutzung eines Falling Weight Deflectometers (FWD), mit dem zerstörungsfrei die Bestimmung der Untergrundtragfähigkeit einer Straße mit Asphaltoberbau ermittelt wurde (Popik & Tighe, 2007). Aufgetragen ist der Resilient Modulus, der im direkten Bezug zum in Europa bekannten Tragfähigkeitswert  $E_v$  steht. Deutlich zu erkennen ist der starke Abfall der Untergrundtragfähigkeit im Frühjahr (März/April) nach relativ hohen und über drei Wintermonate konstanten Werten. Die Messwerte aus Waterloo/Canada wurden unter klimatischen Bedingungen ermittelt, die denen z.B. der Region Nürnberg in einem strengen Winter ähnlich und vergleichbar sind. Ebenfalls vergleichend eingetragen sind Ergebnisse von Messungen an Straßen auf frostempfindlichen und frostunempfindlichen Untergründen (Anhang, Abb. 3), angegeben als prozentuale Tragfähigkeit bezogen auf den Herbstwert. Danach kann die Tragfähigkeit des Fahrbahnaufbaus während der Tauperiode auf ca. 40 % des Wertes absinken, der im Sommer und Herbst vorhanden ist.

Interessant ist das zeitliche Zusammenfallen der geringen Untergrundtragfähigkeit und des stärksten Abfalls der Gesamttragfähigkeit. Trotz deutlicher Unterschiede in der Ausführung der Strecken decken sich die qualitativen Übereinstimmungen mit den Beobachtungen zum jährlichen Sanierungsbedarf am Straßenverkehrsnetz.

In der freien Bemessung von Verkehrsflächenbefestigungen nach RDO Asphalt 09 wird der im Frühjahr zu verzeichnende Abfall der Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Entwässerungsbedingungen durch Abminderungen der Schichtmodule berücksichtigt, vgl. 2.3.5.1 und Anhang, Tab. 1 und 2.

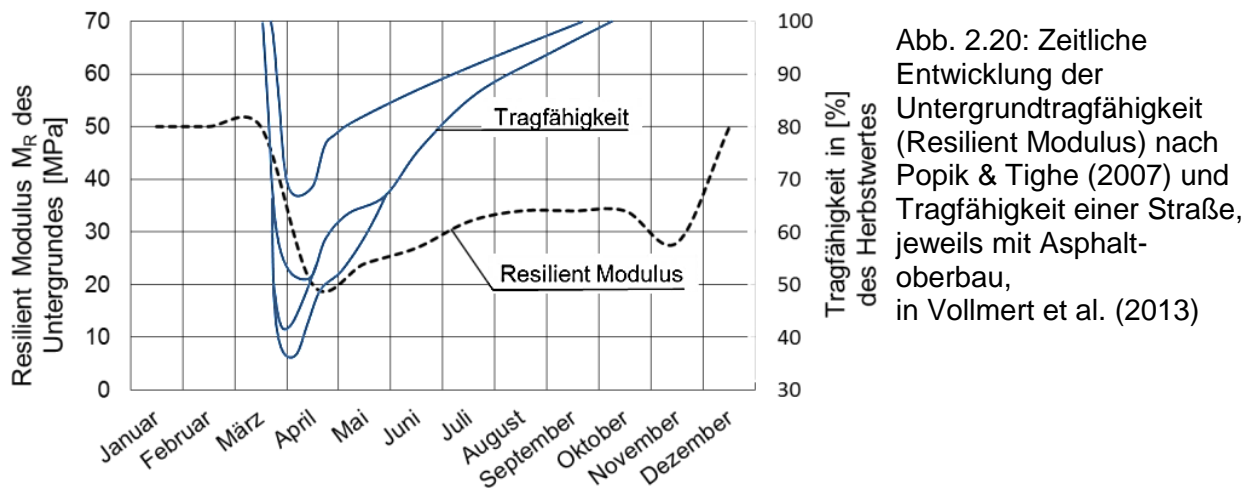


Abb. 2.20: Zeitliche Entwicklung der Untergrundtragfähigkeit (Resilient Modulus) nach Popik & Tighe (2007) und Tragfähigkeit einer Straße, jeweils mit Asphalt-oberbau, in Vollmert et al. (2013)

#### 2.3.4 Einfluss der Nachverdichtung

Für ungebundene Tragschichten kann in der Praxis anhand von Tragfähigkeitsmessungen eine Zunahme der Tragfähigkeit über die Zeit gezeigt werden (Abb. 2.21), die von Velske et al. (2009) einer Nachverdichtung zugeordnet werden. Wellner & Wolf (2013) weisen diesen Zusammenhang für zwei direkt befahrene Teststrecken mit direkt befahrener Schottertragschicht (STS 0/32, Gauwacke bzw. STS 0/32, Granodiorit) nach. Zumindest die Teststrecke 1 wurde auf einem sehr steifen Untergrund ( $E_{v2} > 350 \text{ MN/m}^2$ ) angelegt. Zwischen dem Untergrund und der STS wurde eine dünne Kiessandschicht eingebaut. Die Teststrecken wurden mit ca. 1900 LKW/Hänger bzw. 2250 LKW/Hänger überfahren. Bereits nach ca. der Hälfte der Überfahrten wurde im Mittel eine Abnahme des Porenanteils  $n$  von 22,5 Vol.-% (Einbauzustand) auf 15 Vol.-% nach Verdichtung bzw. von 17,5 Vol.-% auf 12,5 Vol.-% ermittelt. Gleichzeitig war eine Zunahme der Tragfähigkeit von  $E_{v2} = 140 \text{ MN/m}^2$  auf  $185 \text{ MN/m}^2$  beim Testfeld 1 und von  $110 \text{ MN/m}^2$  auf  $147 \text{ MN/m}^2$  im Testfeld 2 zu verzeichnen. Weitere Veränderungen waren nur im Testfeld 1 erkennbar, wobei die Zunahme der Tragfähigkeit stärker ausfällt als die weitere Verringerung der Porenzahl.

Für die Zunahme der Tragfähigkeit auf einzelnen Ebenen einer Verkehrsflächenbefestigung können allerdings eine Reihe weiterer Einflüsse genannt werden, die je nach Projekttrandbedingungen mehr oder weniger stark zum Tragen kommen:

- Nachverdichtung durch Bearbeiten darüber eingebauter Schichten
- Nachverdichtung durch Verkehrserschütterungen
- Konsolidierung bzw. Ausgleich des Wasserhaushalts und Verkittung bindiger oder feinkornhaltiger Schichten
- Veränderung der Spannungszustände durch Auflast

Die hier aufgeführten positiven Einflüsse können, müssen (wie oben aufgezeigt) aber nicht wirksam werden. Richter (2006) zeigt anhand mehrjähriger Messungen an Straßen periodische und azyklische Schwankungen von Materialkennwerten sowohl des Untergrundes als auch der Kennwerte der gebundenen und ungebundenen Konstruktionsschichten.

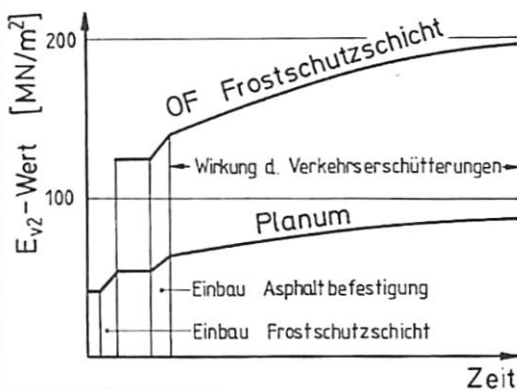


Abb. 2.21: Zunahme der Tragfähigkeit ungebundener Schichten durch Nachverdichtung (Velske et al., 2009)

### 2.3.5 Bemessung unbewehrter ungebundener Schüttungen und Tragschichten

#### 2.3.5.1 Freie rechnerische Bemessung

Die (freie) Bemessung von Verkehrsflächenbefestigungen mit rechnerischen Methoden erfolgt mehrheitlich auf der Basis vereinfachter Dreischichtmodelle (z.B. *BISAR - Bitumen Stress Analysis in Road*) nach der Mehrschichttheorie BOUSSINESQ, die für die einzelnen Schichten voraussetzen, dass sie homogen, isotrop, linear-elastisch, masselos und seitlich unendlich ausgedehnt sind. Folglich sind die Materialeigenschaften jeder Schicht durch den Elastizitätsmodul  $E$  und die Querdehnzahl  $\nu$  vollständig beschrieben. Die Schichten sind entweder fest miteinander verbunden oder liegen reibungslos aufeinander, wobei in diesem Fall ein gegenseitiges Abheben der Schichten ausgeschlossen wird. Für die Belastung wird eine quasi-statische Flächenpressung mit idealisierten Abmessungen und Spannungen auf ein rotationssymmetrisches Modell aufgebracht. Qualitativ ist keine Übereinstimmung der vorgenannten Kriterien mit den tatsächlichen stofflichen Eigenschaften und baulich/konstruktiven Randbedingungen sowie Beanspruchungssituationen zu erkennen, allerdings sind die mit der Mehrschichttheorie berechneten Größen (Spannungen, Dehnungen und Verzerrungen) im Vergleich zu Messergebnissen hinreichend genau (Floss et al., 1984; Straube & Krass, 2009).

Akkumulierte viskose und plastische Verformungsanteile überlagern die elastischen Verformungsanteile erst nach längeren Zeiträumen und entsprechend hohen Lastübergangszahlen, sodass sich nach Velske et al. (2009) die Spannungsverteilung näherungsweise nach den Grundsätzen der Elastizitätstheorie berechnen lässt.

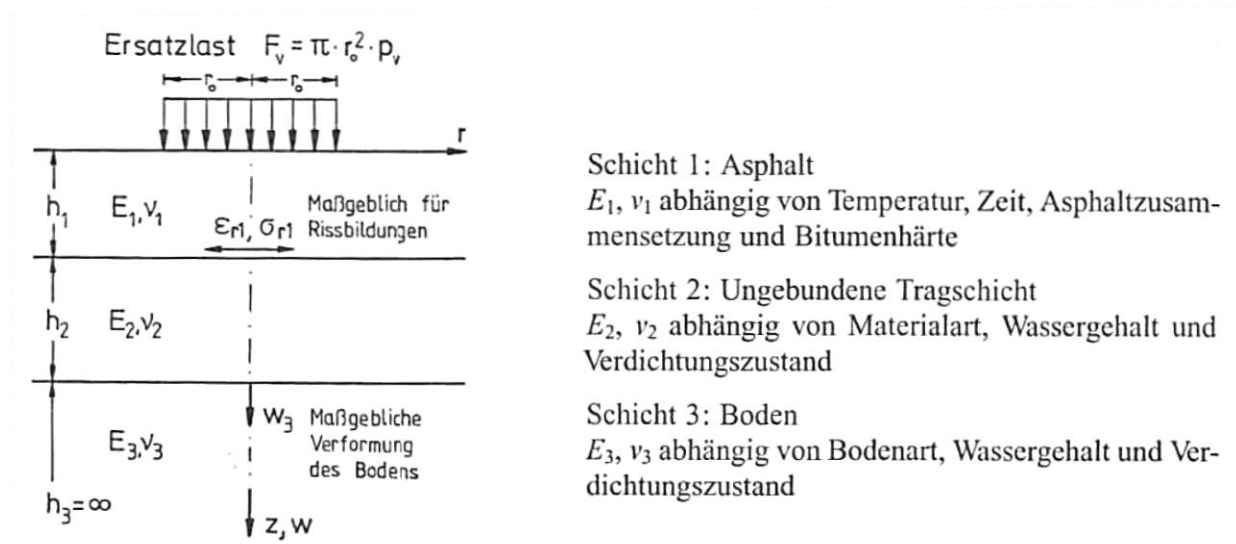


Abb. 2.22: Eingangsgrößen und Einflussfaktoren eines Dreischichtmodells (Velske et al., 2009)

Nichtlinear-elastische Berechnungen von Wellner (1995) zeigen, dass ungebundene Tragschichten bei räumlich begrenzter Belastung gegenüber der elastischen Modellierung steifer reagieren und dadurch eine größere Lastkonzentration in diesem Bereich eintritt. Die Spannungen auf Oberkante Tragschicht sind damit bei „weichen“ gebundenen Deckschichten (z.B. wegen verringerter Schichtmächtigkeit, Temperatureinfluss im Sommer oder Vorschädigung) größer als nach linear-elastischer Berechnung. Bei sehr steifen gebundenen Deckschichten (z.B. im Winter, soweit keine Biegezugrisse entstehen) kehrt sich dieses Verhältnis um (Wellner, 1995).

Gegenüber den in den 60er bis 80er Jahren entwickelten, aber heute noch gebräuchlichen Mehrschichtmodellen erlauben kommerzielle Programmpakete die projektspezifische Anwendung der Finite-Elemente-Methode (FEM). Bei richtiger Wahl der Eingangswerte und Modellparameter können insbesondere Einflüsse aus bewegten Radlasten und große Verformungen abgebildet und damit Verformungs- und Spannungszustände in ungebundenen Tragschichten mit und ohne Deckschichten und mit und ohne Einlagen aus Geokunststoffen angegeben werden. Bewegte Radlasten können dabei als harmonische Belastung, bewegte Flächenlasten oder als bewegtes Reifenmodell abgebildet werden (Abb. 2.23). Aufwändig und z.T. ungelöst bleiben die Parameterbestimmung und die Wahl bzw. Verifizierung der geeigneten Stoffmodelle bzw. Kalibrierung der Ergebnisse. Bemessungen werden daher in der Praxis meist auf 2D- oder rotationssymmetrische Systeme eingegrenzt, häufig wiederum unter Ansatz einfacher elasto-plastischer Stoffgesetze.

Die numerische Modellierung von Verformungsakkumulationen mit impliziten Modellen, d.h. der Aufsummierung der für jeden Lastzyklus ermittelten Verformungssinkremente, unterliegt einer nur schwer eingrenzenden Fehlerempfindlichkeit durch das Aufsummieren inkrementeller (numerischer) Fehler, die bei großen Lastzyklen zu erheblichen Fehleinschätzungen führen können. Abhilfe bietet die Nutzung expliziter Modelle, die unmittelbar die durch ein Paket von Spannungszyklen verursachte kumulierte Dehnung liefern. Bedingung ist die ausreichende Validierung an wiederum empirisch ermittelten Datensätzen.

Bei Nutzung weiterführender Stoffansätze (Hypoplastizität), die die Berücksichtigung einer Steifigkeitszunahme mit intergranularer Dehnung erlauben, können auch für komplexe Systeme unter zyklischen Lasten befriedigende Ergebnisse erzielt werden (vgl. z.B. Moormann et al., 2015). Inwieweit allerdings bei sehr kleinen Spannungen die Interaktion Boden/Geogitter in teilgesättigten Zuständen, wie sie für die Übergangszonen gebundener Oberbau/Tragschicht und insbesondere Baugrund/Tragschicht charakteristisch sind, tatsächlich abgebildet werden kann, ist nicht ausreichend untersucht.

Modellierung	Eigenschaften	Vorteile	Nachteile
<b>Harmonische Belastung</b>	Last ist örtlich stationär aber zeitlich veränderlich	+ geringer Modellierungs- und numerischer Aufwand + viele Lastzyklen möglich	- Lastausbreitung durch Bewegung („Kommen und Gehen“) wird nicht berücksichtigt
<b>Bewegte Flächenlasten</b>	Konstante Flächenlast wird über das Berechnungsgebiet bewegt	+ Lastausbreitung durch Bewegung wird berücksichtigt + Simulation wiederholter Überfahrten möglich	- Lastfläche bleibt stets konstant und unbeeinflusst von Fahrdynamik - Rollbewegung wird nicht erfasst - keine Übertragung von Schub durch Traktion
<b>Bewegtes Reifenmodell</b>	Reifen als Starrkörper oder verformbar, Kontakt mit Untergrund, Vorgabe Radlast, Translations- und Drehgeschwindigkeit	+ realitätsnahe Fahrdynamik + Eintrag von Normal- und Schubspannungen beim Abrollen	- Höherer Modellierungs- und Berechnungsaufwand - ohne größeren Modellierungsaufwand nur eine Überfahrt möglich oder Hin- und Herrollen

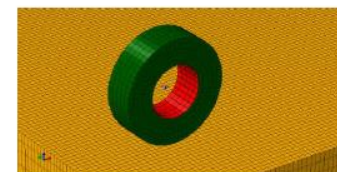
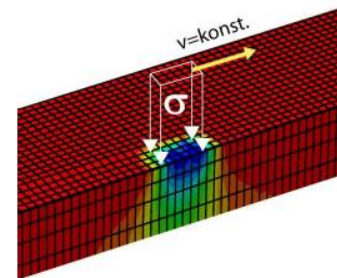
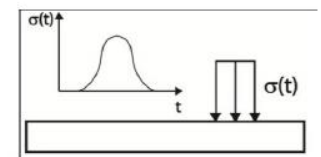


Abb. 2.23: Ansätze für die Modellierung von bewegten Radlasten (Grabe & Milatz, 2013)

Eine weitergehende Verfeinerung der Betrachtungen gegenüber den der Kontinuumsmechanik unterliegenden Methoden der Mehrschichttheorie und FEM erlaubt die Distinct-Element-Methode. Bei dieser Methode wird jedes Korn einzeln generiert, sodass Massenbewegungen, Relativverschiebungen und Interaktion von Boden und Konstruktionselementen wie Geogittern physikalisch abgebildet werden können (Stahl, 2011). Allerdings sind durch den enormen Aufwand der Modellierung und der erforderlichen Teilkalibrierungen nur systematische



Untersuchungen an Teilmodellen realistisch. Die Abbildung von Gesamtsystemen erfordert aufgrund der Anforderungen an die Modellbildung und Rechenleistung eine weitgehende Vereinfachung, sodass ein wesentlicher Vorteil gegenüber der FEM ungenutzt bleibt.

Dynamische Feststoffmodellierungen (rigid body dynamics modeling) bieten zukünftig ggf. die Möglichkeit, insbesondere für die Oberflächen ungebundener Schüttungen die Spurrillenbildung realistisch abzubilden (Abb. 2.24).

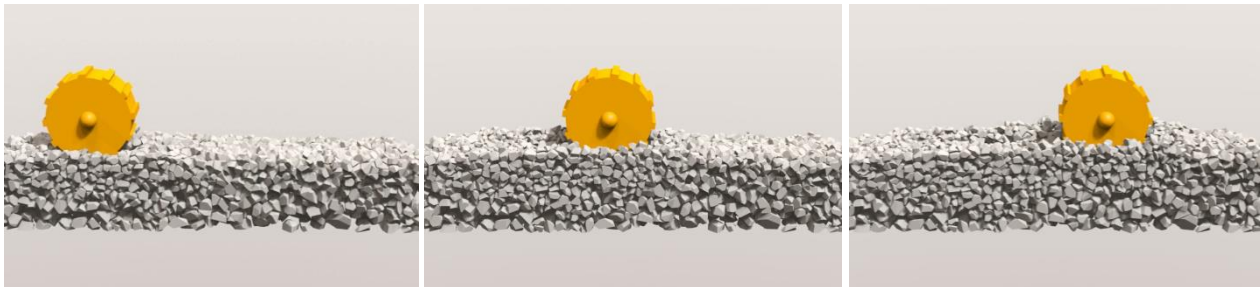


Abb. 2.24: Dynamische Feststoffmodellierung einer direkt befahrenen Schüttung (Bezuijen & Bezuijen, 2015)

Die Untersuchung der im europäischen Wirtschaftsraum gebräuchlichen bzw. entwickelten Verfahren zur freien Bemessung des Straßenoberbaus (COST 333) zeigt, dass die in 1/3 aller Länder genutzten Bemessungsansätze nahezu ausschließlich nach linear-elastischen Methoden auf die Bemessung und, unter Hinzuziehung von empirischen Erfahrungs- und Korrekturwerten, Dimensionierung der gebundenen Asphaltschichten des Oberbaus abstellen. Maßgebender Kennwert als Schadenskriterium ist die horizontale Dehnung an der Unterseite der gebundenen Schichten. Diese Bedingungen werden auch in den RDO Asphalt 09 angesetzt.

Rechnerische Nachweisverfahren, die explizit für die ungebundenen Schichten des Oberbaus (ca. 80 % aller für den Straßenoberbau eingesetzten Materialien (COST 333)) entwickelt wurden, sind nicht bekannt. Die Eigenschaften der ungebundenen Materialien gehen in die linear-elastischen Stoffgesetze ausschließlich über einen konstant angenommenen Eigenverformungsmodul  $E$  und ggf., bei elasto-plastischen Erweiterungen der Modelle, eine vereinfachte, verformungs-unabhängige Bruchbedingung nach MOHR-Coulomb ein. Nur ein kleiner Bruchteil der Länder nutzt weitergehende, aber ebenfalls vereinfachende Modelle, ca.  $\frac{1}{4}$  bemisst ausschließlich empirisch, vgl. RStO 12.

#### 2.3.5.2 Bemessung auf Tragfähigkeit $E_{v2}$

- Voss (1961) und weitere Autoren

Die Bemessung von unbewehrten Tragschichten im Straßenbau erfolgt im Wesentlichen nach empirischen Methoden in Abhängigkeit von der Tragfähigkeit des Untergrundes bzw. des Erdplanums. Die wesentlichen Grundlagen gehen auf Voss (1961) zurück, der aus Baustellenversuchen einige funktionale Zusammenhänge abgeleitet hat. Das in Abb. 2.25



wiedergegebene Diagramm wird u.a. von Floss (1997) und Velske et al. (2009) übernommen. Im Merkblatt für die Verdichtung des Untergrundes und Unterbaues im Straßenbau (2003) finden sich ohne Verweis praktisch identische Werte, allerdings für Zwischenwerte (25/50/75/120 MN/m<sup>2</sup>); die Werte stimmen mit den Zusammenhängen nach Abb. 2.26 überein. Dabei ist zu beachten, dass Voss (1961) jeweils Versuche in Klassen zusammengefasst und die Einzelwerte der Klassen aufgetragen hat (Klassen 50 bis 100 kg/cm<sup>2</sup>, 100 bis 200 kg/cm<sup>2</sup>, 200 bis 400 kg/cm<sup>2</sup>; in Beckmann & Prahl, 1990. Die in Abb. 2.25 eingezeichneten Linien geben jeweils die Klassengrenzen an.

Im Rahmen der Untersuchungen von Zusammenhängen zwischen dem CBR-Wert des Tragschichtmaterials und der Tragfähigkeit  $E_{v2}$  von Tragschichten (Schwabbaur et al., 2002) wurden die dabei gewonnenen Ergebnisse für eine Tragfähigkeit des Untergrundes von  $E_{v2} = 40 \text{ MN/m}^2$  den Angaben von Voss (1961) gegenübergestellt. Die Autoren finden dabei eine sehr gute Übereinstimmung für rundkörnigen Kies. In Abb. 2.26 wurden die funktionalen Zusammenhänge in die übliche Darstellungsform überführt. Mit Gl. 10 wird insbesondere für geringe Tragfähigkeiten des Erdplanums ( $E_{v2,u} \leq 40 \text{ MN/m}^2$ ) und Tragschichtdicken bis  $h_0 \leq 0,6 \text{ m}$  eine hier hergeleitete gute Näherung an die Ergebnisse von Voss (1961) für Kiestragschichten ( $E_s \approx 200 \text{ MN/m}^2$ ) erreicht.

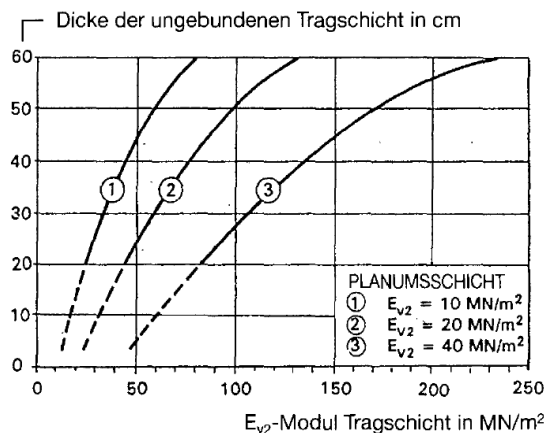


Abb. 2.25: Erforderliche Mächtigkeit einer Tragschicht in Abhängigkeit der zu erreichenden Tragfähigkeit bei geringer Tragfähigkeit des Erdplanums nach Voss (1961), in Floss (1997)

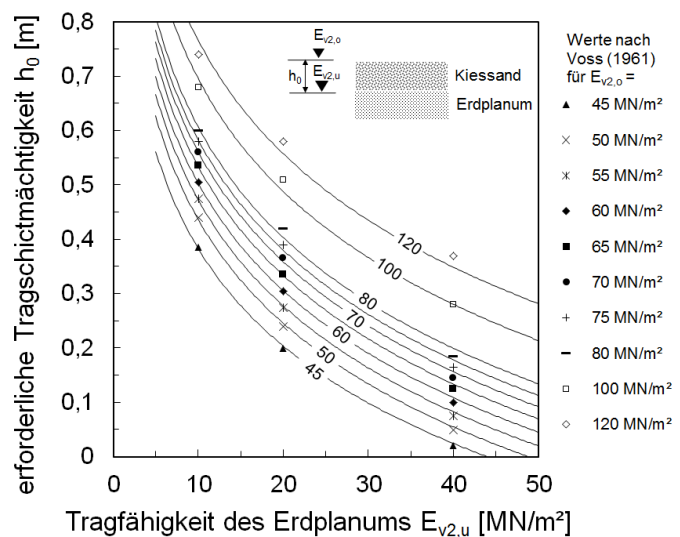


Abb. 2.26: Erforderliche Mächtigkeit  $h_0$  einer Tragschicht in Abhängigkeit der Tragfähigkeit  $E_{v2,u}$  des Erdplanums für verschiedene Zielwerte der Tragfähigkeit  $E_{v2,o}$  in Anlehnung an Voss (1961) und Wilmers (1999). Zwischenwerte können interpoliert werden.

$$E_{v2,o} = E_{v2,u} \cdot e^{(3,3 \frac{E_{v2,u}}{500} h_0)} \quad \text{für } E_{v2,u} \leq 40 \text{ MN/m}^2 \text{ und } h_0 \leq 0,6 \text{ m} \quad (\text{Gl. 10})$$

mit

$E_{v2,o}$  Tragfähigkeit an der OK Tragschicht [MN/m<sup>2</sup>]

$E_{v2,u}$  Tragfähigkeit auf dem Erdplanum [MN/m<sup>2</sup>]

$h_0$  Schichtmächtigkeit der Kiestragschicht (KTS) [m]

#### ▪ Dimensionierung nach RStO 12

Für höhere Tragfähigkeiten des Erdplanums können Anhaltswerte für die Mindestschichtmächtigkeit z.B. den RStO 12 entnommen werden. Von Wellner et al. (2013) wurden die angenäherten Werte nach RStO 12 in ein Diagramm überführt (Abb. 2.27).

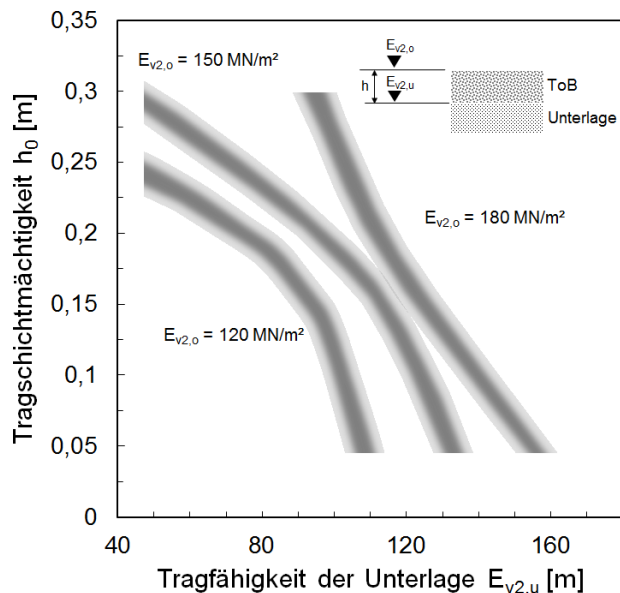


Abb. 2.27: Erforderliche Mächtigkeit einer Tragschicht in Abhängigkeit der zu erreichenden Tragfähigkeit bei hoher Tragfähigkeit des Erdplanums, nach Wellner & Wolf (2013), näherungsweise Herleitung nach RStO 12, Tabelle 8

#### ▪ Einfluss des Eigenverformungsmoduls

Der Eigenverformungsmodul der Tragschicht und deren Verdichtungsgrad üben einen wesentlichen Einfluss auf die erreichbare Tragfähigkeit über einer weichen oder steifen Unterlage aus. In Schwabbaur et al. (2002) wird dazu eine Zusammenstellung von Bezügen zwischen der Porenzahl des Tragschichtmaterials und dem Erst- und Wiederbelastungsmodul sowie den Verhältniswerten gegeben.

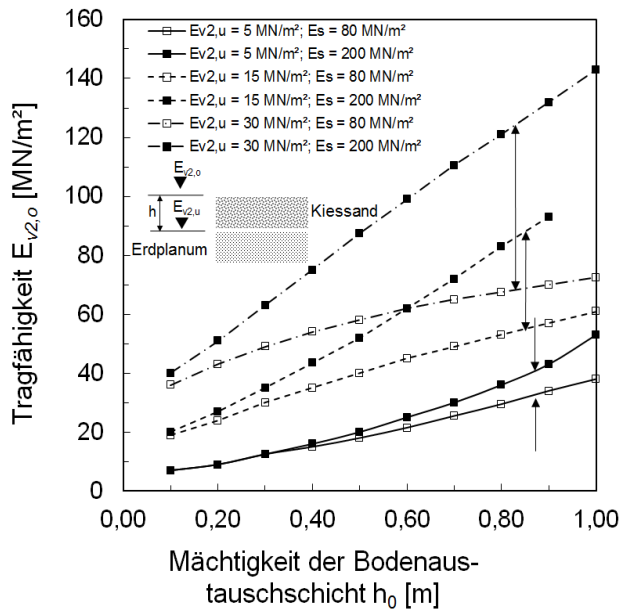


Abb. 2.28: Einfluss des Eigenverformungsmoduls  $E_s$  einer Tragschicht auf die Tragfähigkeit  $E_{v2,o}$  in Abhängigkeit der Tragschichtmächtigkeit  $h_0$  in Anlehnung an Köhler et al. (1998)

Köhler et al. (1998) zeigen anhand von Berechnungen an einem Zweischichtsystem mit Einflusswerten und einer Bezugssetzung einer kreisrunden Lastplatte (300 mm) von 2 mm sowie einer Sohlspannung von  $0,5 \text{ MN/m}^2$ , dass sich der Eigenverformungsmodul  $E$  signifikant auf die erreichbare Tragfähigkeit auswirkt (Abb. 2.28).

- Dimensionierung nach Ril 836

Analog zum Straßenbau erfolgt die Bemessung von ungebundenen Schutzschichten (bzw. Tragschichten) im Bahnbau über die Bestimmung der erforderlichen Schichtmächtigkeit in Abhängigkeit der Tragfähigkeit des Untergrundes und der Zieltragfähigkeit auf Oberkante Schutzschicht (Ril 836, 2008). Die Zielwerte der Tragfähigkeit der in einem Bemessungsdiagramm angegebenen Zusammenhänge<sup>12</sup> (Abb. 2.29) reichen dabei von  $E_{v2} = 40 \text{ MN/m}^2$  bis  $E_{v2} = 120 \text{ MN/m}^2$ . Sie decken damit einen Einsatzbereich von relativ geringer Tragfähigkeit und Tragfähigkeiten, wie sie als Anforderungswerte an der Unterseite von Schotterstrecken bei Neubau- und Bestandsstrecken der Bahn gefordert werden, aber auch bei gebundenen Deckschichten im Straßenbau zu erreichen sind, ab. Grundlage des Bemessungsdiagrammes sind die Vorschriften für Erdbauwerke (VE), DS 836 der Deutschen Bahn AG aus dem Jahre 1992. Eine wissenschaftliche Herleitung der Zusammenhänge konnte im Zuge der Untersuchungen von Weisemann (1994) nicht gefunden werden. Sie haben sich jedoch in der langjährigen Praxis offensichtlich als ausreichend validiert bestätigt, sodass sie auch in die aktuelle Fassung der Ril 836 (2014) übernommen wurden.

<sup>12</sup> Die im Bemessungsdiagramm angegebenen degressiven Zusammenhänge lassen sich im Gültigkeitsbereich des Bemessungsdiagrammes ( $10 \leq E_{v2} \leq 40 \text{ [MN/m}^2\text{]}$ ;  $0,15 \leq h \leq 0,7 \text{ [m]}$ ) mit guter Näherung durch Exponentialfunktionen darstellen. Die logarithmische Darstellung liefert im Bereich sehr geringer Tragfähigkeiten eine gute Anpassung an die Erfahrungswerte und erfüllt näherungsweise die Bedingung  $h = 0$  für  $E_{v2,u} = E_{v2,o}$ . Im Weiteren wird ausschließlich die logarithmische Näherungsfunktion genutzt.

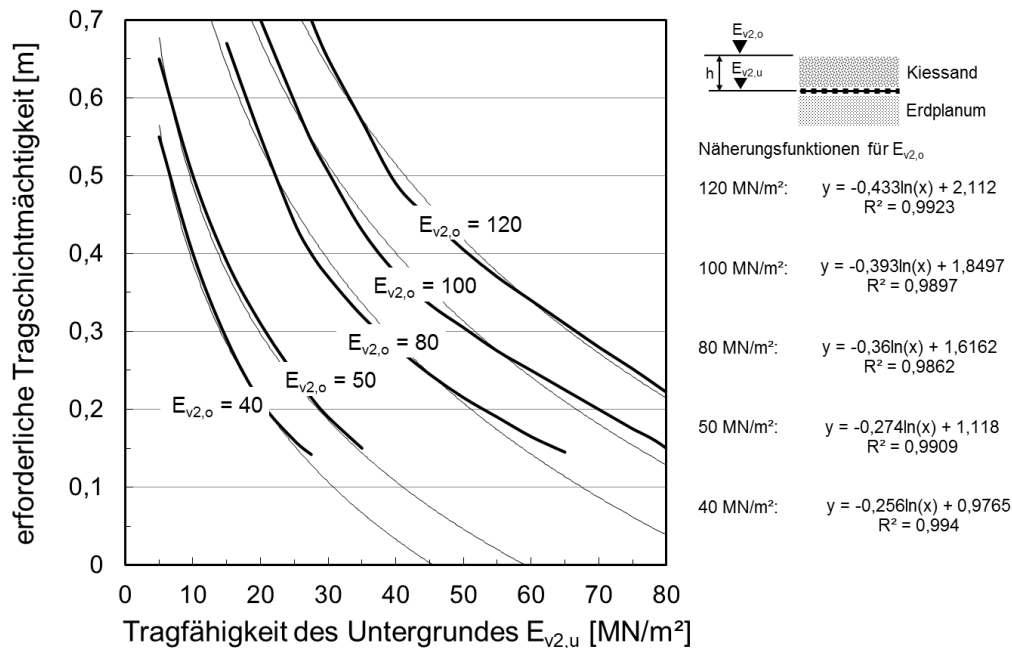


Abb. 2.29: Erforderliche Tragschichtmächtigkeit einer ungebundenen Kiessandschicht nach Ril 836 (2014), erweitert um Näherungsfunktionen

### 2.3.5.3 Bemessung auf Überfahrten

- Webster & Alford (1978), Giroud & Noiray (1981)

In der Bauphase werden ungebundene Tragschichten immer direkt befahren, vgl. Kap. 2.3.1.2. Sie werden damit einer unmittelbaren Beanspruchung ausgesetzt, die bei stark spurfahrendem Verkehr zu Spurrillenbildung führt. Auf der Basis eines umfangreichen Testprogramms des US Corps of Engineers wurden von Webster & Alford (1978) Ergebnisplots präsentiert, die von Giroud & Noiray (1981) charakterisiert wurden, Gl. 11 (vgl. auch Powell et al., 1984); sie liegen jedoch nicht zwangsläufig auf der sicheren Seite (Henry, 1999). Für eine Spurrillentiefe von  $z_N = 75$  mm wird der Zusammenhang zum CBR-Wert des Untergrundes in Abhängigkeit der Tragschichthöhe  $h_0$  angegeben zu:

$$\log N_{8t,75mm} = \frac{h_0 \cdot CBR^{0,63}}{0,19} \quad (\text{Gl. 11})$$

mit

$N_{8t,75mm}$  Anzahl der Achsübergänge (Standardachslast 8 t) bis zum Erreichen einer Spurrillentiefe von 75 mm [-]

CBR CBR-Wert des Untergrundes [%]

$h_0$  Tragschichtmächtigkeit [m]

- Powell et al. (1984); Chaddock (1988)

Weitere Versuchsstrecken in Großbritannien haben gezeigt, dass höhere Lastübergänge möglich sind, wenn die Qualität des Tragschichtmaterials (*Type I*) verbessert und Spurrillen auf 40 mm begrenzt und ggf. ausgeglichen werden [bzw. aufgefüllt, Anm. d. Verf.], sodass große Verformungen des Untergrundes vermieden werden:

$$\log N_{8t,40mm} = \frac{h_0 \cdot CBR^{0,63}}{0,19} - 0,24 \quad (\text{Gl. 12})$$

mit

$N_{8t,40mm}$  Anzahl der Achsübergänge (Standardachslast 8 t) bis zum Erreichen einer Spurrillentiefe von 40 mm [-]

Die von Powell et al. (1984) gefundenen Zusammenhänge konnten von Chaddock (1988), vgl. Kap. 2.5.2.1, tendenziell bestätigt werden. Die mit Gl. 23 errechneten erforderlichen Tragschichtmächtigkeiten sind bei guter Untergrundtragfähigkeit ( $CBR = 5\%$ ;  $E_{v2} \approx 24 \text{ MN/m}^2$ ) tendenziell jedoch größer als nach Gl. 12; der Autor führt dieses auf unterschiedliche Qualitäten der Tragschichtmaterialien zurück. Bei geringen Untergrundtragfähigkeiten ( $CBR = 2\%$ ;  $E_{v2} \approx 24 \text{ MN/m}^2$ ) sind die Ergebnisse näherungsweise deckungsgleich (Chaddock, 1988), die Untergrundverhältnisse dominieren dann die Ergebnisse.

- Giroud & Noiray (1981)

Vor dem Hintergrund eines von WEBSTER & WATKINS, 1977, ermittelten zunehmenden Einflusses der Spurrille auf das Gesamtverhalten bei Werten größer 75 mm erweitern Giroud & Noiray (1981) die Beziehung nach Gl. 11 auf empirischer Basis in Bezug auf die zulässige Spurrillentiefe und extrapolieren die Anzahl der Überfahrten zu Gl. 13.

$$h_0 = \frac{119,24 \cdot \log N + 470,98 \cdot \log(L \cdot 1000) - 279,01 \cdot z_N - 2283,34}{(c_U \cdot 1000)^{0,63}} \quad (\text{Gl. 13})$$

mit

$N$  Anzahl der Achsübergänge [-]

$L$  Achlast [kN]

$z_N$  Spurrillentiefe [m]

$c_U$  undrainierte Scherfestigkeit [kN/m<sup>2</sup>];  $c_U = 30 \cdot CBR$  [kN/m<sup>2</sup>]

$CBR$  [%]

Da keine verbesserten Schädigungsfunktionen für direkt befahrene ungebundene Tragschichten verfügbar sind, wurde von Giroud & Noiray (1981) vorgeschlagen, die für Fahrbahnen mit gebundenen Decken akzeptierten Zusammenhänge zwischen Achslasten und Überfahrten (4. Potenz-Funktion (Exponent 3,95)) analog Gl. 9 zu adaptieren.

- Giroud & Han (2004a, b, 2012); Han & Giroud (2012)

In späteren Arbeiten kombiniert der Autor die Bemessung unbewehrter und bewehrter Tragschichten zur Verbesserung der Näherung für den unbewehrten Fall und bewehrten Fall und vergleicht die Ergebnisse mit denen experimenteller Studien. Grundannahme ist, dass eine Spannungsäquivalenz zwischen der eingetragenen (und über eine verformungsabhängige Lastausbreitung an der Unterseite der Tragschicht wirkenden) Spannung und der Grundbruchspannung besteht. Die zulässige Grundbruchspannung setzt dabei gesättigte und undrainierte Verhältnisse mit  $CBR < 5$  voraus. Der in Gl. 14 wiedergegebene Zusammenhang kann nur iterativ gelöst werden. Die Autoren setzen weiter voraus, dass Spurrillen während der Bauphase nicht durch Abschieben ausgeglichen, sondern aufgefüllt werden (vgl. Abb. 2.98). Abb. 2.30 zeigt Berechnungs- und Abb. 2.31 Validierungsergebnisse für den unbewehrten Fall. Die Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse mit Werten aus Testfeldern verdeutlicht die Größenordnung der zu erwartenden Streuung von Versuchsergebnissen (Abb. 2.31). Die Gl. 14 liefert näherungsweise Mittelwerte.

$$h_0 = \frac{0,868 + (0,661 - 1,006 J_A^2) \left(\frac{r}{h_0}\right)^{1,5} \log N}{1 + 0,204(R_E - 1)} \cdot \left[ \frac{\frac{P}{\pi r^2}}{\frac{z_N}{f_s} (1 - 0,9 \exp\left[-\left(\frac{r}{h}\right)^2\right] N_c f_c CBR)} \right]^r \quad (\text{Gl. 14})$$

mit

$h_0$	Tragschichtmächtigkeit [m]
$J_A$	Aperture Stability; $J = 0$ für unbewehrte und geotextil-bewehrte Strecken [mN/°]
$r$	Radius der Reifenkontaktfläche [m]
$N$	Anzahl der Achsübergänge
$R_E$	begrenzendes Steifigkeitsverhältnis Tragschicht / Untergrund; $R_E = \min(E_{\text{Tragsch.}}/E_{\text{Untergr.}}; 5) = \min(3,48 CBR^{0,3}/CBR_{\text{Untergr.}}; 5)$
$P$	Radlast [kN]
$z_N$	Spurrillentiefe [m]
$f_s$	Spurrillenfaktor, z.B. 75 (mm) [-]
$N_c$	Tragfähigkeitsbeiwert; 3,14 unbewehrt, 5,14 geotextil-bewehrt; 5,71 geogitter-bewehrt [-]
$f_c$	Verhältnis der undrainierten Scherfestigkeit zu CBR (hier 30 kN/m²)
CBR	CBR-Wert des Untergrundes [%]

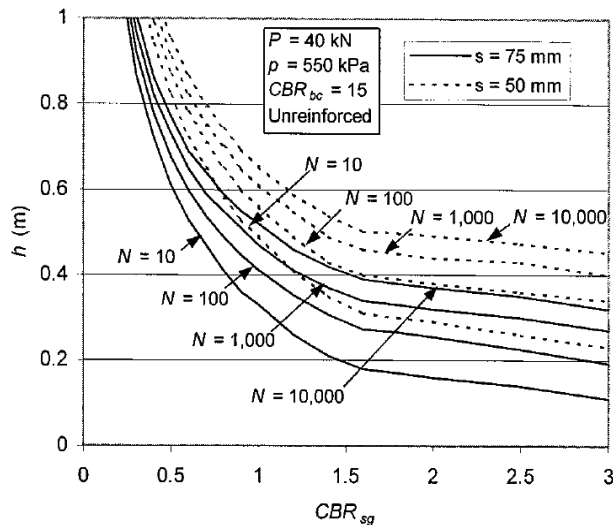


Abb. 2.30: Bemessungsdiagramm nach Gl. 14

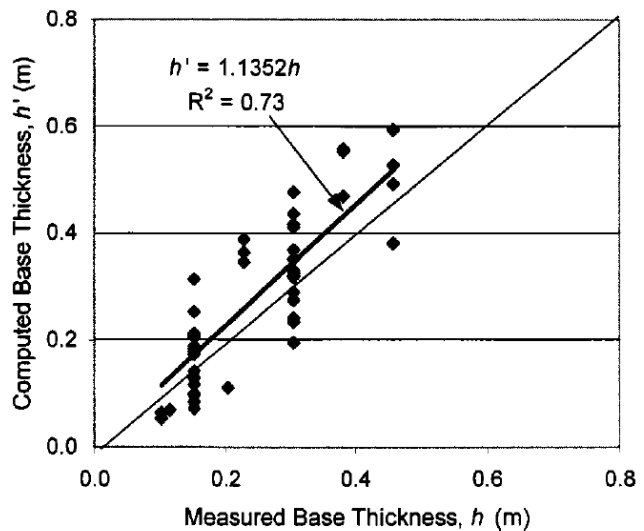


Abb. 2.31: Vergleich von Berechnungsergebnissen nach Gl. 14 mit Versuchsergebnissen (US Army Corps of Engineer's unsurfaced thickness criteria nach HAMMITT, 1970 (White, 1991)) für den unbewehrten Fall (Giroud et al., 2004b)

- RDO Asphalt 09 - Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht (2009)

Bei der Bemessung wird nach dem Prinzip kumulierter Teilschädigungen nach MINER (Gl. 15 nach RDO Asphalt 09) auf die maximal zulässigen Dehnungen an der Unterseite der Asphaltsschichten abgestellt. Die Grenzdehnungen werden temperaturabhängig ermittelt. Die zugeordnete Lastwechselzahl vorh.  $N_i$  bis zum Erreichen des Grenzkriteriums ergibt sich über Materialkennwerte aus Ermüdungsversuchen, dem o.g. Shift-Faktor (Kap. 2.3.1.1) und einem Sicherheitsfaktor von 1/0,6 bis 1/2,1 für die Asphaltdeckschichten. Der kleinste Sicherheitsbeiwert (1/0,6) ist dabei für die Auflagerung Asphalttragschicht auf ungebundener Schicht anzusetzen. Die Gl. 15 kann damit bei bekannten Lastwechseln und daraus resultierenden Spannungszuständen bei bekannten Temperaturen direkt umgeschrieben werden zu Gl. 16, vgl. auch Gl. 7. Während Gl. 16 die kumulierte dehnungsbezogene Schädigung beschreibt, beschreibt Gl. 7 die relative Schädigung in Abhängigkeit der Achslasten.

Um das Ermüdungskriterium einzuhalten, sind für die unter den gebundenen Asphaltsschichten liegenden Tragschichten und das Planum die kumulierten plastischen Verformungen so weit zu reduzieren, dass während des geplanten Nutzungszeitraumes keine für den (gebundenen) Oberbau schädlichen Verformungen auftreten.

$$\sum_{MINER} = \sum_{i=1}^n \frac{vorh. N_i}{zul. N_i} \leq 1 \quad (Gl. 15)$$

mit

vorh.  $N_i$  Für einen definierten Beanspruchungszustand (Lastkombination aus Achslast, Temperatur, ...) und zugehörigem Spannungszustand ( $\sigma$ ,  $\varepsilon$ ) zu erwartende Anzahl an Lastwechseln [-]

zul.  $N_i$  Für einen definierten Beanspruchungszustand (Lastkombination aus Achslast, Temperatur, ...) und zugehörigem Spannungszustand ( $\sigma$ ,  $\varepsilon$ ) zulässige Anzahl an Lastwechseln [-]

n Anzahl der zu berücksichtigenden Lastwechsel [-]

$$\sum_{MINER} = \sum_{i=1}^n \frac{vorh. \varepsilon_i}{zul. \varepsilon_i} \leq 1 \quad (Gl. 16)$$

mit

vorh.  $\varepsilon_i$  vorhandene Dehnung im Bemessungsmodell, ermittelt für einen zugehörigen Spannungszustand, der für einen definierten Beanspruchungszustand (Lastkombination aus Achslast, Temperatur, ...) und Ermüdungszustand infolge Lastwechseln repräsentativ ist [-]

zul.  $\varepsilon_i$  elastische Anfangsdehnung im Versuch, ermittelt für einen zugehörigen Spannungszustand, der für einen definierten Beanspruchungszustand (Lastkombination aus Achslast, Temperatur, ...) und Ermüdungszustand infolge Lastwechseln repräsentativ ist [-]

n Anzahl der zu berücksichtigenden Lastwechsel [-]

Die Bestimmung der auftretenden Dehnung an einem bestehenden Planum bzw. Untergrund ist nicht oder nur rechnerisch bei genauer Kenntnis der Baugrundsichtung und Untergrundbedingungen möglich. In den RDO Asphalt 09 wird die zulässige Dehnung einer Erdstoffschicht infolge Lastwechseln indirekt über die zulässige Spannung an der Oberseite der Erdstoffschicht nach Beziehungen von HEUKELOM, 1953, bestimmt. Die zulässige Spannung ergibt sich vereinfachend anhand eines gemessenen (oder zu erreichenden)  $E_{v2}$ -Wertes an der Oberseite der Erdstoffschicht aus Gl. 17 oder, umgestellt nach zulässigen Achslasten, aus Gl. 18 nach RDO Asphalt 09. Die Gleichungen setzen eine Überdeckung der ungebundenen Tragschichten durch eine gebundene, steife Deckschicht voraus und sind daher mit den Zusammenhängen für direkt befahrene Tragschichten nicht direkt vergleichbar.



$$zul. \sigma_z = \frac{0,00857 \cdot E_{v2}}{(1 + 0,7 \cdot \log vorh. N_{10t}) \times \gamma} \quad (Gl. 17)$$

$$\text{oder } zul. N_{10t} = 10^{\frac{1}{0,7} \cdot \left( \frac{0,00857 \cdot E_{v2}}{vorh. \sigma_z \cdot \gamma} \right)} \quad (Gl. 18)$$

mit

vorh. $N_{10t}$	zu erwartende Anzahl an Lastwechseln infolge von 10-t-Standardachsübergängen im geplanten Nutzungszeitraum [-]
zul. $N_{10t}$	Anzahl an ertragbaren (zulässigen) 10-t-Standardachsübergängen im geplanten Nutzungszeitraum [-]
$E_{v2}$	Verformungsmodul bei statischer Belastung auf der Oberfläche des Untergrundes bzw. der ungebundenen Tragschicht (ToB) [MN/m <sup>2</sup> ]
vorh. $\sigma_z$	vorhandene maximale Spannung auf der Oberfläche des Untergrundes/Unterbaus bzw. ToB infolge Verkehrslast [MN/m <sup>2</sup> ]
zul. $\sigma_z$	zulässige maximale Spannung auf der Oberfläche des Untergrundes/Unterbaus bzw. ToB infolge Verkehrslast [MN/m <sup>2</sup> ]
$\gamma$	Sicherheitsfaktor, vgl. Anhang, Tab. 3

#### 2.3.5.4 Bemessung nach der Äquivalenztheorie

Im amerikanischen Raum und anderen Regionen (vgl. COST 333) erfolgt die Bemessung von Fahrbahnaufbauten mit bituminösen Deckschichten zurückgehend auf den AASHO Road Test, wonach der Aufbauindex  $D_i$  nach Gl. 19 aus der faktorisierten Summe der ideellen Schichtdicken gebildet wird. Die Tragfähigkeit der gebundenen Deckschichten entspricht danach bei gleichen Schichtmächtigkeiten  $d_1 = d_2 = d_3$  dem Dreifachen der ungebundenen Tragschicht und dem Vierfachen der Unterlage. Zu weiteren Äquivalenzbeiwerten, die z.B. bei den Festlegungen der Tafelwerte der Dimensionierungsrichtlinie RStO 75 für die Festlegung der gebundenen Schichten angesetzt wurden, siehe Floss (2007). Weiterentwicklungen lassen prinzipiell auch die Berücksichtigung von Geokunststoffen zu, vgl. Kap. 2.5.3.2, Gl. 25.

$$D_i = 0,44 \cdot d_1 + 0,14 \cdot d_2 + 0,11 \cdot d_3 \quad (Gl. 19)$$

mit

$D_i$	Aufbauindex [m]
$d_1$	Dicke der bituminös gebundenen Deckschicht [m]
$d_2$	Dicke der ungebundenen Tragschicht [m]
$d_3$	Dicke der Unterlage [m]

### 2.3.5.5 Gegenüberstellung ausgewählter Bemessungsansätze

In der Gegenüberstellung der verschiedenen Bemessungs- bzw. Dimensionierungsverfahren auf Tragfähigkeit (Abb. 2.32) im Vergleich zu den Untersuchungen von Voss (1961) zeigt sich für Tragschichten mit geringer Tragfähigkeit ( $E_{v2,0}$  rd. 45 MN/m<sup>2</sup>) eine sehr gute Übereinstimmung. Die Zusammenhänge von Voss (1961) wurden in beiden untersuchten Verfahren mit geringen Abweichungen übernommen, vgl. Beckmann & Prah (1990) und Saathoff & Horstmann (1999), auf denen wiederum die Diagramme der *Bemessungsanleitung für Secugrid und Combigrid Geogitter* (2003) beruhen. Eingetragen sind auch die in Ril 836 (2014) angegebenen Zusammenhänge (vgl. Kap. 2.3.5.2). Auch hier findet sich eine gute Übereinstimmung.

Signifikante Abweichungen finden sich dagegen bei den rechnerisch ermittelten Werten von Köhler et al. (1998). Diese Abweichungen finden sich auch für die vergleichende Auftragung der Graphen für einen Zielwert der Tragfähigkeit von  $E_{v2,0} = 80$  MN/m<sup>2</sup>. Die Abweichungen bei höheren Tragfähigkeiten wurden auch von Magnus (2002) für Eigenverformungsmodule der Tragschichten von  $E \approx 200$  MN/m<sup>2</sup> ermittelt. Sowohl die berechneten Tragschichthöhen von Köhler et al. (1998) als auch die Anforderungswerte der Ril 836 (2014) liegen deutlich über den Werten nach Voss (1961). Beckmann & Prah (1990) geben an, dass die höheren Tragfähigkeiten anhand von Zweischichtmodellen nach ODEMARK berechnet und mit Anforderungen der Deutschen Bundesbahn abgeglichen wurden, sie liegen hier der Größenordnung nach bei den vorgenannten Autoren. Unter Berücksichtigung des signifikanten Einflusses der Eigensteifigkeit der Tragschicht ist davon auszugehen, dass bereits geringe Abweichungen in den Eingangswerten der Berechnung die Ergebnisse signifikant beeinflussen, soweit eine gute Ausgangstragfähigkeit vorliegt. Bei geringer Ausgangstragfähigkeit wird der Einfluss der Eigensteifigkeit des Tragschichtmaterials von den Bettungsbedingungen überlagert.

Wird durch eine gewählte Zusatzmaßnahme die Verdichtungsfähigkeit einer Schicht und damit die Tragfähigkeit verbessert, darf nach Floss (1997) das Abnahmekriterium  $E_{v2} \geq 45$  MN/m<sup>2</sup> unterschritten werden und als Abnahmekriterium der Zielwert auf z.B. OK STS definiert werden.

In Abb. 2.33 sind die von Giroud & Noiray (1981) nach Gl. 11, Powell et al. (1984) nach Gl 12 und Chaddock (1988) nach Gl. 23, vgl. Kap.2.5.2.1, angegebenen Funktionen für mögliche Lastübergänge in Abhängigkeit der Ausgangstragfähigkeit des Planums ( $CBR_u$ ) für eine gleichbleibende Tragschichthöhe von  $h_0 = 0,4$  m für den *unbewehrten* Fall zusammengestellt. Die Beziehungen weisen für die tatsächlich untersuchten Lastübergänge von rd. 3000 Standardachsübergängen (z.B. Chaddock, 1988)) eine recht gute Übereinstimmung auf. Bei einer Extrapolation der Ergebnisse bis  $N_{8t} = 10.000$  treten bereits deutliche Abweichungen auf. Zum Vergleich ist die von Chaddock (1988) angegebene Anzahl der Überfahrten für den *bewehrten* Fall aufgetragen. In diesem Fall kann die gleiche Anzahl von Überfahrten bei deutlich geringerer Ausgangstragfähigkeit erreicht werden.

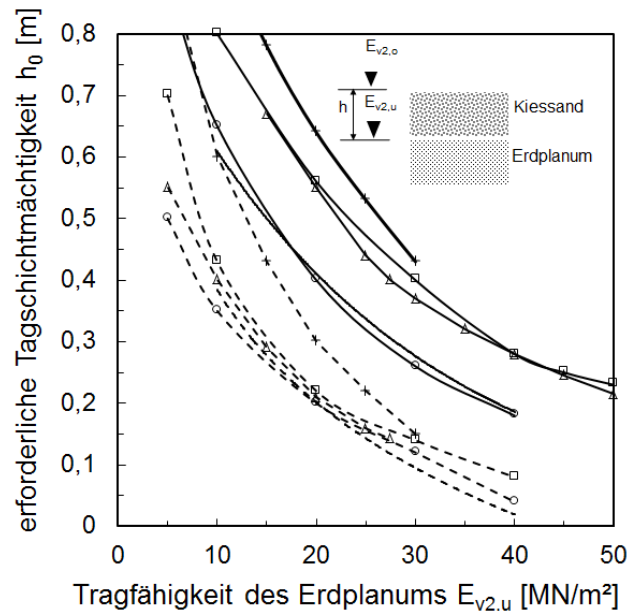


Abb. 2.32: Gegenüberstellung von funktionalen Zusammenhängen unterschiedlicher Bemessungsverfahren zwischen der Tragfähigkeit des Erdplanums  $E_{v2,u}$  und der erforderlichen Tragschichtmächtigkeit  $h_0$  für eine Zieltragfähigkeit von  $E_{v2,o}$  rd. 45 MN/m² und  $E_{v2,o} = 80$  MN/m² bei einer Eigensteifigkeit der Tragschicht von rd.  $E_s = 200$  MN/m² (Kiessand)

erforderliche Schichtmächtigkeit für  $E_{v2,o} =$

- ▲ - 40 MN/m² Ril836 (2014)	- — 80 MN/m² Köhler et al. (1998)
- □ - 45 MN/m² Beckmann & Prah (1994)	- ▲ - 80 MN/m² Ril 836 (2014)
- ○ - 45 MN/m² NAUE (2002/2011)	- ○ - 80 MN/m² NAUE (2002/2011)
- + - 45 MN/m² Köhler et al. (1998)	- □ - 80 MN/m² Beckmann & Prah (1994)
- - - 45 MN/m² Voss (1961)	- — 80 MN/m² Voss (1961)

Ebenfalls aufgetragen sind in Abb. 2.33 berechnete Werte nach Gl. 18 entsprechend RDO Asphalt 09, für die der Eingangswert der Untergrundtragfähigkeit nach den Beziehungen gemäß Anhang, Abb. 1, für nichtbindige Böden, und die Tragfähigkeit auf OK Tragschicht im statischen Fall nach Gl. 10 berechnet wurde. Die auf OK Tragschicht wirkende Spannung wurde unter der Annahme, dass die Radlasten durch einen oberhalb angeordneten gebundenen Oberbau reduziert einwirken, zwischen 50 kN/m² und 150 kN/m² variiert.

Vergleichsberechnungen zu den Beziehungen nach Gl. 11 und Gl. 13, ausgewertet für 0,075 m, und zu den Beziehungen Gl. 12 und Gl. 13, ausgewertet für 40 mm Verformung, zeigen praktisch vernachlässigbare Unterschiede. Deutliche Unterschiede ergeben sich wie beschrieben gegenüber den erforderlichen Tragschichtmächtigkeiten nach Chaddock (1988) (Gl. 23), Abb. 2.34. Die Berechnungsansätze von Giroud & Noiray (1981) liefern danach tendenziell eher günstige Werte bzw. geringe Tragschichtmächtigkeiten, die je nach verwendetem Tragschichtmaterial und Beanspruchung (u.a Achslasten) und Untergrundverhältnissen nicht zwangsläufig auf der sicheren Seite liegen. Diese Einschätzung findet sich auch bei Henry (1999), vgl. Anhang, Abb. 8 und Abb. 9. Der bei Giroud & Noiray (1981) ebenfalls dargestellte Einfluss des Reifendrucks fällt im Vergleich zu den in Abb. 2.34 gezeigten Differenzen gering aus.

Eine Berechnung der erforderlichen Tragschichtmächtigkeiten nach RDO Asphalt 09 liefert hingegen keine sinnvollen Ergebnisse.

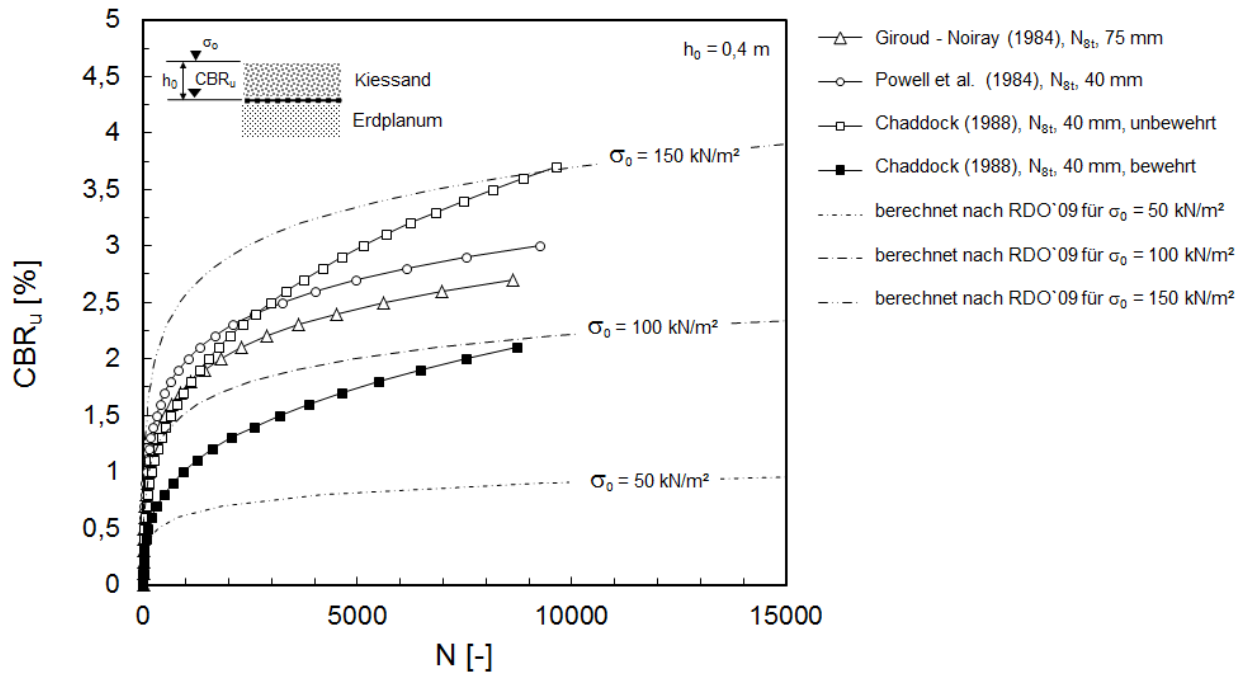


Abb. 2.33: Einfluss der Untergrundtragfähigkeit auf zu erreichende Lastübergänge bei konstanter Tragschichtmächtigkeit (hier:  $h_0 = 0,4 \text{ m}$ ) für unterschiedliche Berechnungsverfahren ohne Bewehrung

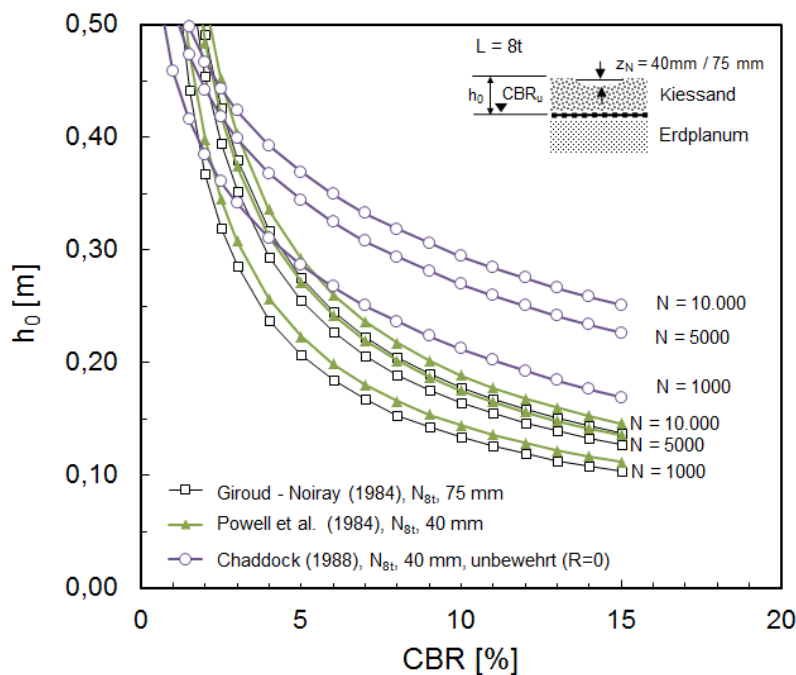


Abb. 2.34: Erforderliche Tragschichtmächtigkeiten nach den Beziehungen von Giroud-Noiray (1984) für  $z_N = 75 \text{ mm}$  und modifiziert nach Powell (1984) für  $z_N = 40 \text{ mm}$  gegenüber Beziehungen nach Chaddock (1988) für  $z_N = 40 \text{ mm}$

## 2.4 Geokunststoff-bewehrter Boden

### 2.4.1 Bewehrungsprodukte

#### 2.4.1.1 Geogitter

Geogitter sind nach DIN EN ISO 10318 (2006) definiert als *flächenhafte, polymere Strukturen aus einem regelmäßigen offenen Netzwerk, deren Zugelemente durch Extrudieren, Verbinden oder Verflechten miteinander verbunden sind und deren Öffnungen größer als die Bestandteile sind*. Die Zugelemente können dabei im Regelfall aus direkt extrudierten und dann verstreckten Multifilamenten oder Stäben oder gestanzten, nachverstreckten Folien (letztere meist aus Polypropylen (PP) oder Polyethylen (PE)) bestehen. Die Strukturen werden im Regelfall zu Produkten mit quadratischen oder rechteckigen Öffnungen verarbeitet. Weist ein Produkt eine ausgeprägte Hauptzugrichtung (mit erhöhter Gesamtfestigkeit oder erhöhter Steifigkeit) auf, spricht man von einaxialen Produkten, bei ähnlichem Zugkraftdehnungsverhalten in Produktionsrichtung (meist die Hauptzugrichtung, md) und quer dazu (Nebenzugrichtung, cmd) von biaxialen Produkten. Sonderformen sind dreidimensionale Produkte, bei denen mehrere Bewehrungslagen oder ondulierende Fasern eine räumliche Struktur bilden, oder hexagonale Produkte, deren Zugelemente in mehr als zwei Hauptzugrichtungen verlaufen. Nachfolgende Betrachtungen beziehen sich fast ausschließlich auf biaxiale und hexagonale Produkte. Der Flächenanteil des Produktes liegt bei biaxialen Produkten im Bereich von Produktfestigkeiten bis 80 kN/m bei unter 50 %, bei Produkten mit 40 kN/m bei rd. 30 %.

Je nach Herstellungsart unterscheiden sich die Produkte zunächst in der Produktstruktur und den Abmessungen. Abb. 2.35 und Abb. 2.36 zeigt exemplarisch Geometrie und Abmessungen typischer für die Bewehrung ungebundener Schüttungen im Verkehrswegebau eingesetzter Produkte.

Zur Vereinheitlichung der Materialbeschreibung werden Bewehrungsprodukte u.a. nach ihrem Zugkraft-Dehnungs-Verhalten charakterisiert. Abb. 2.37 zeigt eine Zusammenstellung unterschiedlichster Produktcharakteristika in normierter Darstellung. Das Zugkraft-Dehnungs-Verhalten wird nach Müller-Rochholz (2008) danach zum einen durch den Rohstoff, zum anderen über das Herstellungsverfahren beeinflusst.

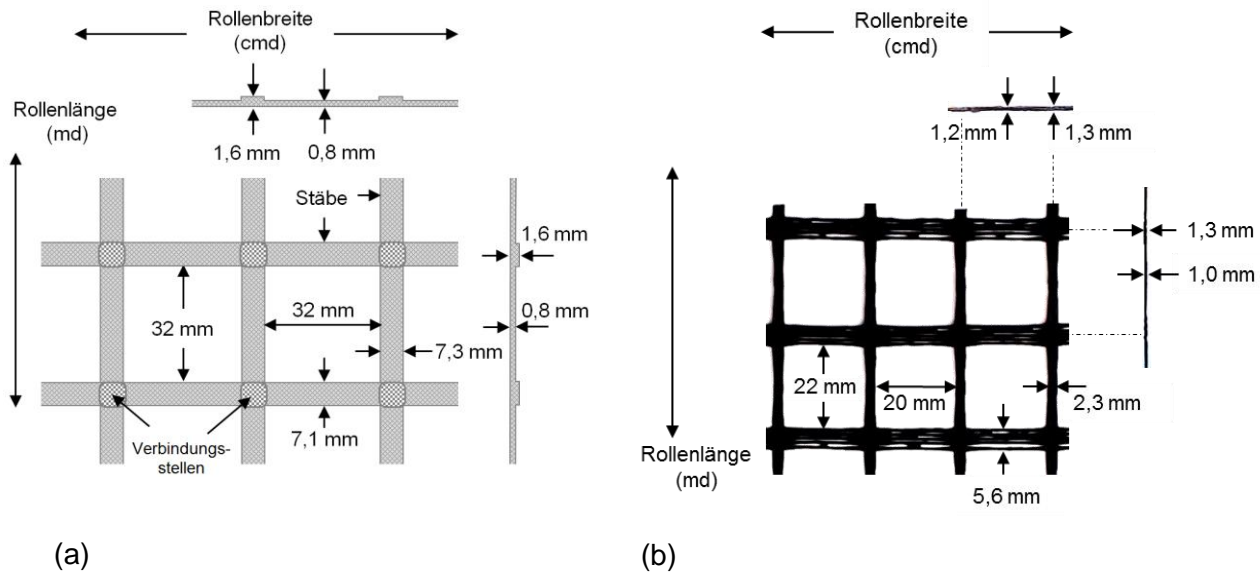


Abb. 2.35: (a) Geometrie eines gelegten biaxialen Geogitters (Secugrid 30/30 Q1, NAUE GmbH), und (b) eines gewirkten Geogitters (Fortrac 35/20-20, HUESKER GmbH)

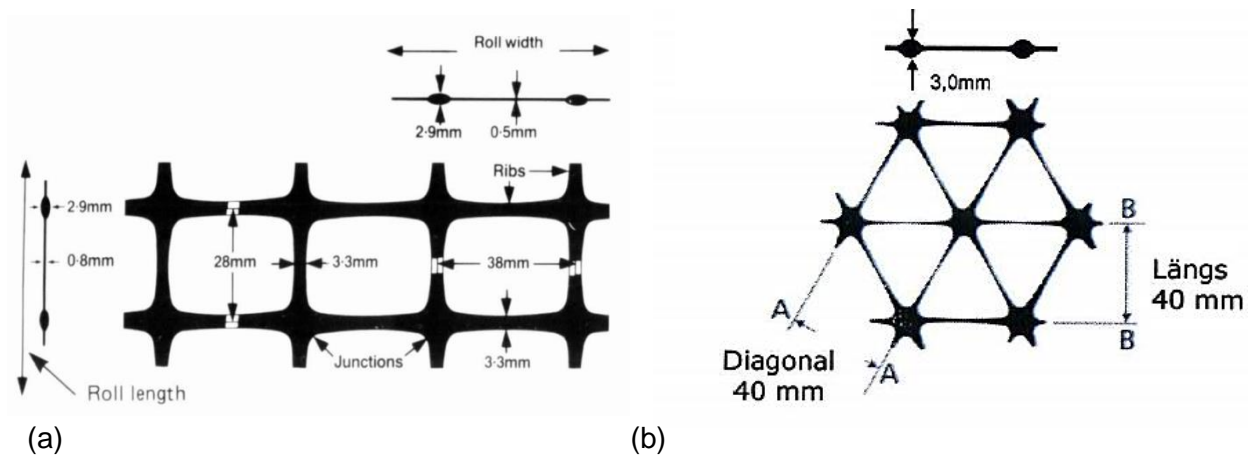


Abb. 2.36: (a) Geometrie eines gestreckten biaxialen Geogitters (Tensar SS 1, Netlon Ltd), in Chaddock (1988), und (b) eines gestreckten hexagonalen Geogitters (Tensar TriAx 150, Tensar International GmbH)

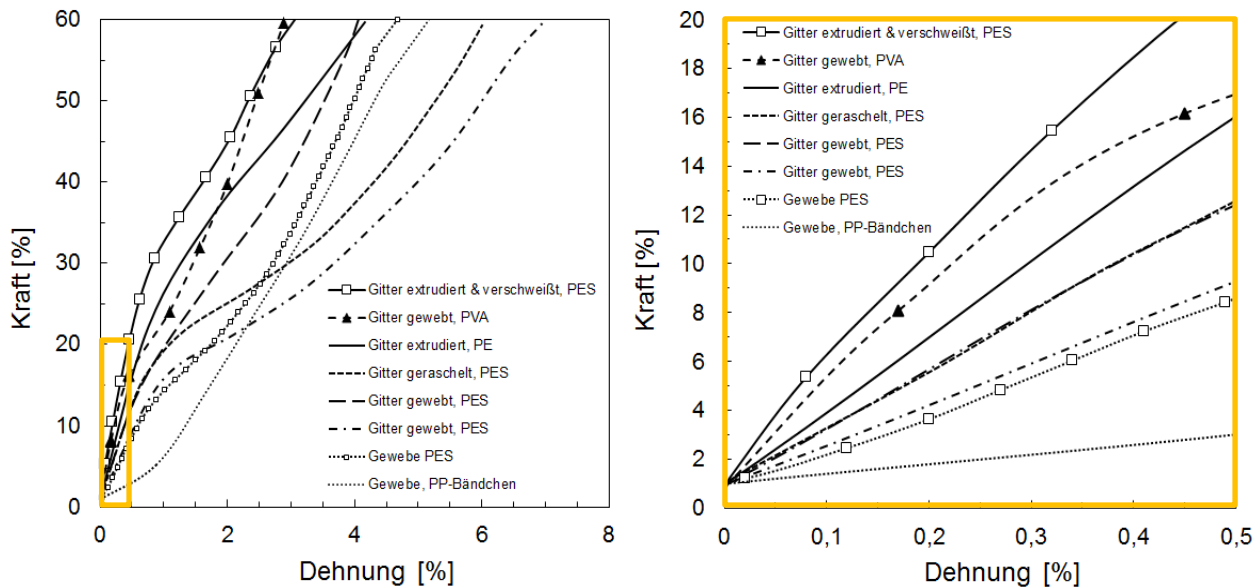


Abb. 2.37: Normierte Zugkraft-Dehnungs-Linien unterschiedlicher Bewehrungsprodukte (Müller-Rochholz, 1999)

Die Sekantensteigung der Zugkraft-Dehnungs-Linien bei einer gewählten Dehnung gibt nach Gl. 20 die Dehnsteifigkeit  $J$  [kN/m] an.

$$J_{k,\varepsilon\%} = \frac{R_{k,\varepsilon\%}}{\varepsilon} \quad (\text{Gl. 20})$$

mit

$J_{k,\varepsilon\%}$  charakteristische Dehnsteifigkeit bei einer gewählten Bezugsdehnung [kN/m]

$R_{k,\varepsilon\%}$  charakteristischer Widerstand der Bewehrung bei einer gewählten Bezugsdehnung [kN/m]

$\varepsilon$  gewählte Bezugsdehnung [-] (z.B. 0,5 %, 2 %, 5 %, ...)

Bei Anwendungen unter punktuellen und bewegten Verkehrslasten werden Geogitter in der Ebene der Bewehrung biaxial, d.h. in mehrere Richtungen gleichzeitig, beansprucht. Wrigley et al. (2011) untersuchen den biaxialen Spannungszustand für ein gewirktes, ein gelegtes und extrudierte (biaxial und hexagonal) Geogitter, alle aus Polypropylen mit Ausnahme des gewirkten Produktes (PET), bei reinem hydrostatischen Druck unter Nutzung eines aus der Prüfung von Kunststoffdichtungsbahnen entlehnten Berstversuches. Wrigley et al. (2011) ermitteln dabei ohne Bodenkontakt ebenso wie Retzlaff (2000) in Kontakt zu Boden eine größere Initial- und Gesamtverformung beim Aufbringen der Belastung beim gewirkten Produkt. Abb. 2.38 zeigt, dass der eingesetzte Rohstoff trotz sehr unterschiedlicher Verarbeitung direkt proportional zum radialen Widerstand der Produkte im Berstversuch ist.

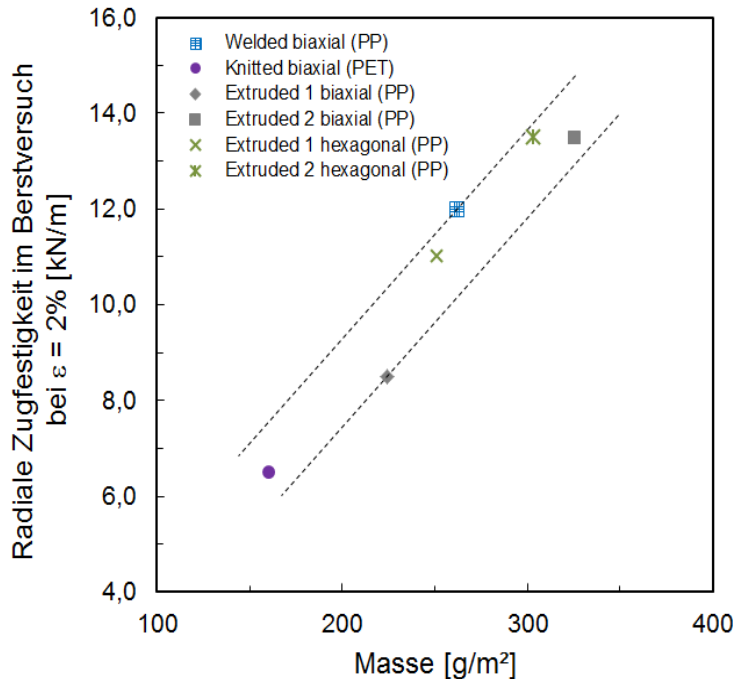


Abb. 2.38: Gegenüberstellung der im Berstversuch von Wrigley et al. (2011) ermittelten radialen Zugfestigkeit gegenüber der eingesetzten Rohstoffmasse

Werden Geogitter diagonal zu ihrer ausgeprägten Hauptzugrichtung (md und cmd, vgl. Abb. 2.35) beansprucht, können prinzipiell Scherverformungen z.B. einer rechteckigen Grundstruktur auftreten. Bedingt durch das Herstellungsverfahren und die unterschiedliche Steifigkeit von Verbindungsstellen zwischen Längs- und Querelementen ergibt sich bei einer Einspannung der Produkte an Luft diagonal zur Haupt- bzw. Nebenzugrichtung ggf. ein geringerer Wert der Dehnsteifigkeit als in Haupt- oder Nebenzugrichtung, da sich Öffnungen scherenartig ungehindert verformen können.

Zur Bestimmung der Dehnsteifigkeit u.a. in Diagonalrichtung wurden daher an einigen Mustern richtungsabhängig Proben entnommen (Abb. 2.39) und diese in Zugversuchen richtungsabhängig geprüft. Bei Auswertung der Dehnsteifigkeiten der Zugkraftdehnungslinien bei gleichen Verformungen (gewählt  $\varepsilon_B = 0,5 \%$ ) für die jeweils geprüften Richtungen  $0^\circ$  (md),  $15^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $60^\circ$  und  $90^\circ$  (cmd) können die Ergebnisse richtungsabhängig aufgetragen und aus Symmetriegründen bis  $360^\circ$  erweitert werden. In Abb. 2.40 ist für einige Produkte die Dehnsteifigkeit bei kleinen Verformungen von  $\varepsilon_B = 0,5 \%$  radial aufgetragen.

Die Auswertung zeigt, dass biaxiale Produkte bei Prüfungen an Luft unabhängig vom Rohstoff und der Herstellungsart in Diagonalrichtung einen Abfall der Dehnsteifigkeit aufweisen. Das geprüfte hexagonale Produkt zeigt dabei nicht die idealsymmetrische Dehnsteifigkeitsverteilung wie nach idealisierten Angaben des Herstellers zu erwarten wäre.

Die Auftragung in Abb. 2.40 zeigt qualitativ unterschiedliche Verläufe und Ausprägungen der Übergänge zwischen Hauptzugrichtung und Querszugrichtung sowie im Übergang zur Diagonalzugrichtung. Die Bildung von Mittelwerten würde die Bewertung unzureichend abbilden und kann stark durch eine ausgeprägte Hauptzugrichtung beeinflusst werden.



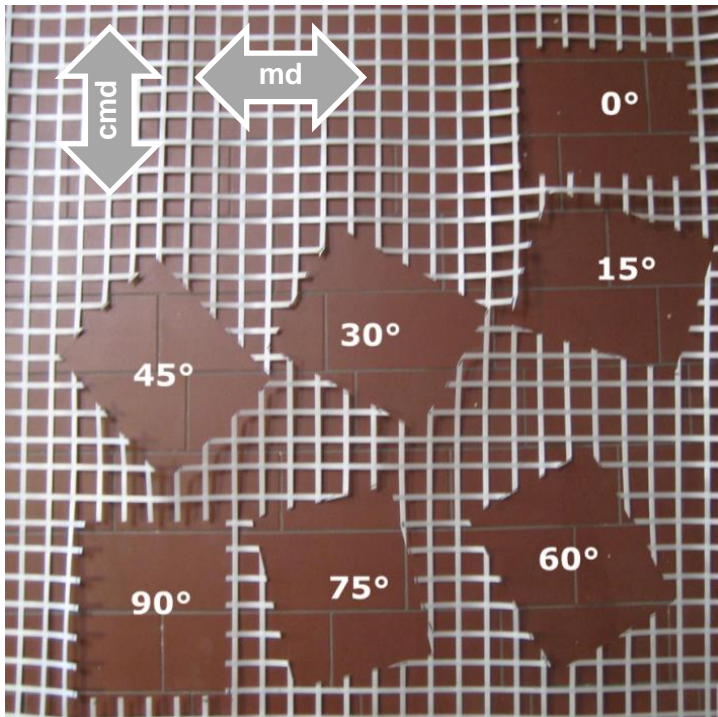


Abb. 2.39: Probenentnahme in unterschiedlichen Orientierungsrichtungen für Zugfestigkeitsprüfungen am breiten Streifen in Anlehnung an DIN EN ISO 10319

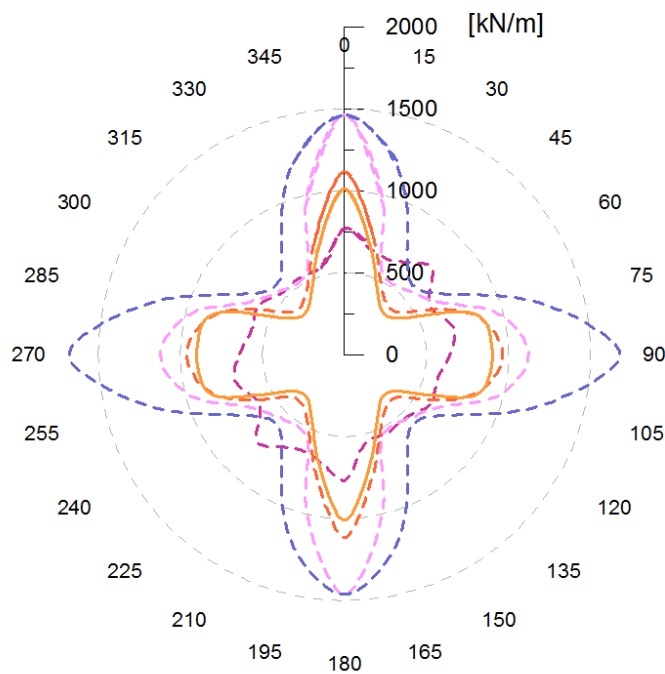


Abb. 2.40: Dehnsteifigkeit bei 0,5 % Dehnung  $J_{0,5\%}$  nach Beanspruchungsrichtung (Darstellung als Polardiagramm mit Auftragung der Dehnsteifigkeit in radialer Richtung nach Ingold (1994))

Dehnsteifigkeit  $J$  [kN/m] bei Bezugsdehnung

- 30 Q1 (PP)
- SS 30 (PP)
- D 30 (PP)
- H 35 (PET)
- TX 160 (PP)

Da die Homogenität der Verteilung der Dehnsteifigkeit jedoch einen Einfluss ausübt (Gongora & Palmeira, 2014), wird für die Gegenüberstellung von Minimal- und Maximalwerten der Dehnsteifigkeit der exemplarisch gewählten Produkte in Abb. 2.41 der gegenüber Einzelwerten (z.B. einer ausgeprägten Hauptzugrichtung) robustere Median gewählt.

Das Integral der Dehnsteifigkeit bei 0,5 %  $J_{0,5\%}$  über den Radiant  $\omega$  liefert die Radialsteifigkeit  $J_{r,0,5\%}$  zur gewählten Bezugsdehnung  $\varepsilon = 0,5\%$  nach Gl. 21 (Abb. 2.42). Im Vergleich der Auftragung der Dehnsteifigkeit  $J_{0,5\%}$  und der Auftragung der Radialsteifigkeit wird erkennbar, dass der Median der Dehnsteifigkeit  $J_{0,5\%}$  für biaxiale Produkte eine erste Näherung für die Radialsteifigkeit  $J_{r,0,5\%}$  liefert; für einaxiale Produkte kann dieser Bezug aufgrund der ausgeprägten Hauptzugrichtung nicht zwangsläufig erwartet werden.

Die Radialsteifigkeit  $J_{r,0,5\%}$  ist für die biaxialen Produkte konservativ, da bei Versuchen an Luft in Diagonalrichtung keine Randeinspannung vorliegt; bei einer Beanspruchung in Diagonalrichtung im Boden wird die Verformung jedoch durch Füllung der Öffnungen mit Boden und die Bodenauflast bzw. Randeinspannung behindert und damit sowohl  $J_{0,5\%}$  in Diagonalrichtung als auch  $J_{r,0,5\%}$  größer.

$$J_{r,0,5\%} = \sqrt{\int_0^{2\pi} J_{0,5\%}(\omega) d\omega} \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{Gl. 21})$$

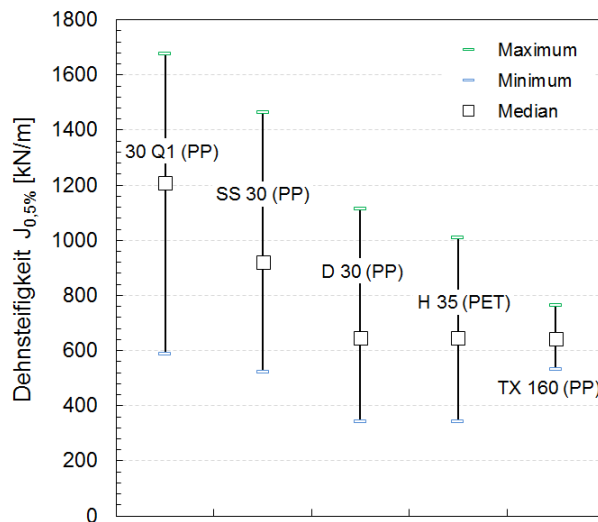


Abb. 2.41: Kleinster und größter Wert und Median der Dehnsteifigkeit  $J_{0,5\%}$  für die in Abb. 2.40 gezeigte radiale Auftragung

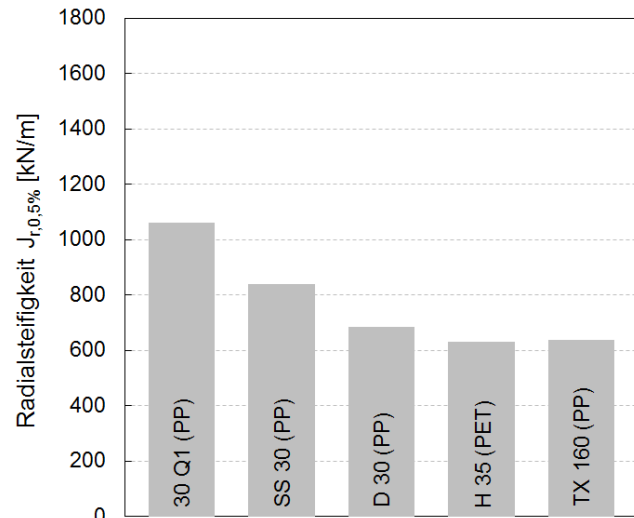


Abb. 2.42: Radialsteifigkeit  $J_{r,0,5\%}$  nach Gl. 21 für die Produkte nach Abb. 2.40

Das Materialverhalten von Geokunststoffen wird durch die thermoplastischen Eigenschaften geprägt, unter Dauerlast tritt daher eine Zunahme der Verformungen auf. Die Zunahme ist abhängig vom Belastungsgrad. Damit lassen sich aus Kriechversuchen mit konstanter Last Zugkraft-Dehnungs-Linien gleicher Zeit (Isochronen) konstruieren, die in Abb. 2.43 exemplarisch für eine in dieser Arbeit genutzte Produktgruppe (gelegtes Geogitter (PET)) aufgetragen sind. Die Kenntnis des zeitabhängigen Materialverhaltens ist bei der Nutzung von Bewehrungsprodukten unter konstanter Last von Bedeutung, um Verformungen und Spannungszustände beschreiben zu können. Vergleichend sind in Abb. 2.43 die Isochronenlinien (120a) für andere Rohstoffe und Produktarten anhand exemplarisch gewählter Produktdaten aufgetragen. Durch die Wahl des

Rohstoffes und der Verarbeitung kann das zeitabhängige Zugkraft-Dehnungs-Verhalten unmittelbar beeinflusst werden.

In Abb. 2.43 ist ebenfalls eine Isochrone für ein gelegtes Geogitter aus Polypropylen (PP) für 1000 h eingetragen. Das Produkt ist dem gelegten Geogitter aus PET von der Struktur und Verarbeitung her sehr ähnlich und weist für kurze Zeiträume ein nahezu identisches Zugkraft-Dehnungs-Verhalten auf. Bei längerer konstanter Beanspruchungsdauer nehmen die Dehnungen allerdings sehr stark zu und sind nach 1000 h schon ausgeprägter als die eines Polyester-Gewebes. Das gegenüber Polyester sehr viel ausgeprägtere zeitabhängige Materialverhalten von Polypropylen zeigt auch Ruiken (2013), Abb. 2.44. Bei gleichbleibender Dehnung von z.B. 2 % infolge Beanspruchung fällt die aufnehmbare Spannung bereits innerhalb der ersten 5 Minuten um 25 %. Nach 1000 h liegt die aufnehmbare Spannung bei nur rd. 30 % der eines identischen Produktes aus Polyester (Abb. 2.43). Es ist daher zu erwarten, dass unter konstanter Dauerlast Verformungen zunehmen oder bei gleichbleibendem Verformungszustand Spannungen im Produkt abgebaut werden (Relaxation).

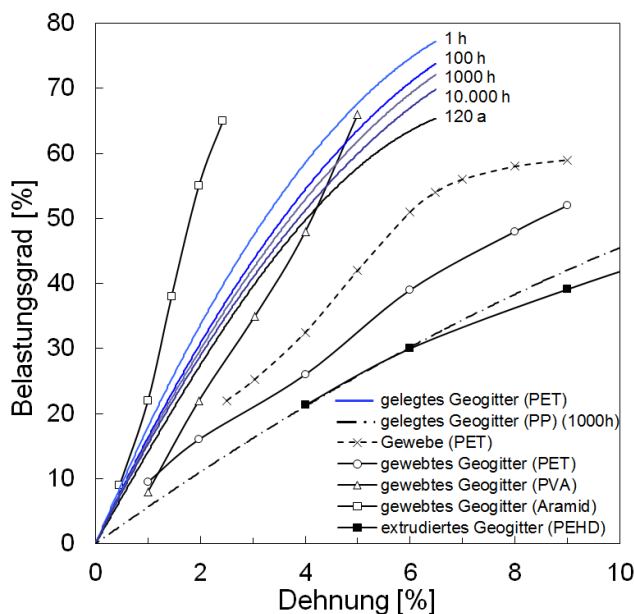


Abb. 2.43: Isochronenlinien für unterschiedliche Zeitpunkte für ein gelegtes Geogitter aus PET, ergänzt um Isochronen (120 a) für unterschiedliche Produktgruppen und Rohstoffe

Den Einfluss der Verformungsgeschwindigkeit untersucht Beyer (1999) am Beispiel eines gewebten und eines gestreckten Geogitters in Zugversuchen und variiert die Verformungsgeschwindigkeit zwischen 1 %/min und 100 %/min bei Versuchen bis zum Bruch. Der Bruchwert verändert sich dabei signifikant. Im Dehnungsbereich bis  $\varepsilon \leq 3$  % zeigt sich eine deutliche Tendenz zu steiferem Materialverhalten bei hohen Verformungsraten, die Zunahme liegt bei gewebten Geogittern aus Polyester bei rd. 10 %, bei extrudierten, gestreckten Geogittern aus PP bei rd. 30 %.

Diese Tendenz findet sich auch bei Myles (1987), wonach der Einfluss der Verformungsgeschwindigkeit bei Dehnungsraten zwischen 0,1 %/min und 25 %/min bis zu 50 % betragen kann. In deutlich abgeschwächter Form beobachten Wilmers & Beyer (2004) für ein sehr dehnsteifes gelegtes Geogitter aus PET und ein extrudiertes, verstrecktes Geogitter aus PP mit ebenfalls hoher Dehnsteifigkeit ähnliche Effekte.

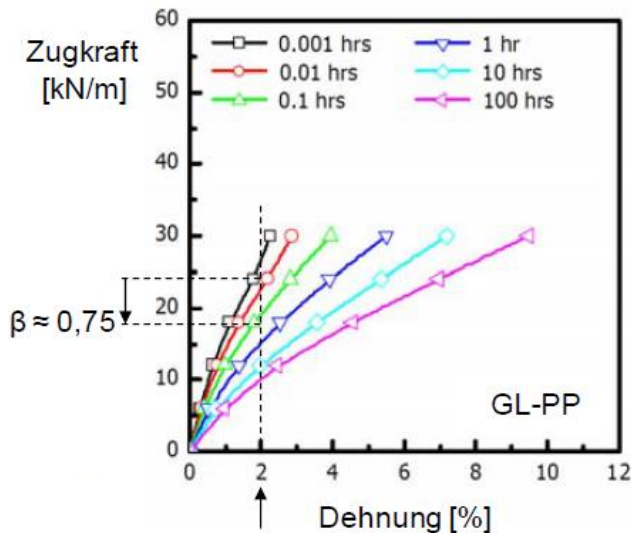


Abb. 2.44: Isochronen für gelegte Geogitter aus Polypropylen, RUIKEN, 2004, in Ruiken (2013)

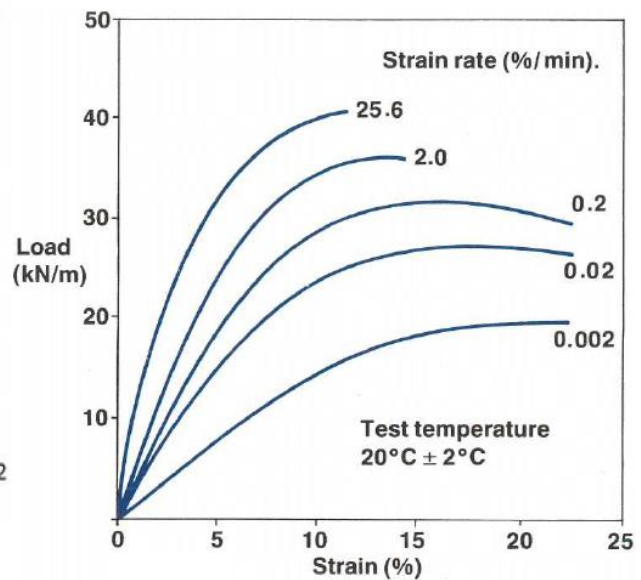


Abb. 2.45: Einfluss der Verformungsrate auf die aufnehmbaren Spannungen bei einem extrudierten und teilverstreckten Geogitter aus Polypropylen (Netlon, without date, approx. 1989)

Kein Einfluss findet sich dagegen bei einem gewebten Geogitter aus PET-Multifilamenten, das nur etwa die halbe Dehnsteifigkeit aufweist. Abb. 2.45 zeigt für ein nicht homogen verstrecktes Geogitter aus Polypropylen den signifikanten Einfluss unterschiedlicher Verformungsraten. Prinzipiell kann damit das zeitabhängige Verhalten von Polymeren sowohl als Isochrone gleicher Zeit als auch als dehnratenabhängiger Last-Verformungsverlauf aufgezeigt bzw. dargestellt werden.

Entscheidend bei der Bewertung von Verformungen und der zu erwartenden Verformungszunahme über die Zeit ist insbesondere unter zyklischen Lasten der Effekt, dass sehr kurzfristige Spannungs- und Dehnungszunahmen mit hohen Dehnraten ohne Einfluss auf die Restzugfestigkeit und weitgehend ohne Einfluss auf die Bruchdehnung sind, wie sich in zyklischen Zugversuchen zeigt (Retzlaff, 2007). Auch bei langanhaltender, konstanter statischer Belastung kann für Produkte aus PET nachgewiesen werden, dass bei plötzlicher Zusatzbeanspruchung bis zum Bruch die ursprüngliche Bruchfestigkeit erhalten bleibt, wie Jacobs (2014) an acht Jahre konstant belasteten Proben in Zeitstandversuchen mit folgender Laststeigerung ohne Zwischenentlastung nachweisen konnte.

Perkins et al. (2004) beanspruchen ein Polypropylenprodukt in einem dehnungsgesteuerten Zugversuch zyklisch und steigern dabei das Dehnungsniveau. Mit der Anzahl der Lastwechsel nimmt die aufnehmbare Zugspannung dabei ab. Gegenüber einem monoton gefahrenen Zugversuch sind danach bei gleichbleibender Verformung geringere Spannungen aufnehmbar. Umgekehrt nimmt die Dehnung bei spannungsgeregelten zyklischen Versuchen bei gleichbleibender Ober- und Unterlast, ebenfalls an einem Polypropylen-Gitter untersucht, zu (Müller-Rochholz, 2008). Mit hohen Lastwechselzahlen und entsprechend zunehmender Versuchsdauer verringert sich die Dehnungszunahme infolge der über die Versuchsdauer konstant wirkenden statischen Grundlast. Die Untergrenze der zyklischen Lastamplitude ist damit für die auftretenden Kriechdehnungen maßgebend.

Retzlaff (2007) findet unter relativ hohen spannungsgeregelten zyklischen Lasten über die Anzahl der untersuchten Lastwechsel von  $N = 1 \times 10^{-7}$  bei 10 Hz, die für bewehrte dünnlagige Schüttungen unter Eisenbahnverkehr abgeleitet wurden, eine Zunahme der zyklischen Dehnsteifigkeit von Geogittern aus Polyester, Polypropylen und Polyethylen. Die Zunahme der zyklischen Dehnsteifigkeit ergibt sich sowohl für gewebte als auch extrudierte Produkte. Diese als Trainingseffekt bezeichnete Zunahme der Steifigkeit bei zyklischen Beanspruchungen liegt bei Polyester ca. 2- bis 5-fach über der von Polyolefinen (Polypropylen, Polyethylen). Aus den Versuchen bei zyklischen Lasten kann geschlossen werden, dass *das kurzfristige zyklische Erreichen der Höchstlast gegenüber der zum Bruch führenden Dauerlast keine verstärkte Beanspruchung darstellt* (Müller-Rochholz, 2008).

Bei Nernheim (2005) findet sich eine umfangreiche Zusammenstellung unterschiedlichen Materialverhaltens unter zyklischen Lasten. Danach kann für Produkte, die bei Zugversuchen an Luft keine Einschnürung zeigen, davon ausgegangen werden, dass das reine Materialverhalten im Boden dem an Luft entspricht. Unterschiede gemessener und erwarteter Spannungen und Dehnungen an Luft und im Boden sind auf Unterschiede in den Spannungszuständen und der partiellen Lasteinleitung/Lastabtragung im Verbund mit dem Boden zu begründen. Bei konstanter Beanspruchung in Zugrichtung entspricht das Materialverhalten dem in Luft, soweit das Material nicht durch die Interaktion mit dem Boden an Verformungen gehindert wird (vgl. z.B. Ezzein & Bathurst, 2014).

Zusammenfassend muss festgestellt werden, dass insbesondere die häufig eingesetzte Produktgruppe Polyester gegenüber der ebenfalls häufig eingesetzten Produktgruppe Polypropylen ein signifikant unterschiedliches Materialverhalten aufweist. Während bei sehr kurzen, impulsartigen Beanspruchungen wie schnellen Überfahrten beide Rohstoffe bei entsprechender Verarbeitung sehr hohe Dehnsteifigkeiten aufweisen können, zeigt Polypropylen signifikant stärker ausgeprägte Dehnungszuwächse (Größenordnung Faktor  $> 3$ ) bei kurzzeitig und langfristig wirkenden Beanspruchungen. In gleicher Größenordnung ist der bei Polypropylen unter gleichbleibender Dehnung auftretende größere Spannungsabbau infolge Relaxation zu erwarten.

Unter dem Einfluss von Einbaueinflüssen durch Überschüttung mit im Straßen- und Bahnbau üblichen Korngemischen und der eingetragenen Verdichtungsenergie kommt es zu einer Schädigung der Zuelemente. Abb. 2.46 zeigt exemplarisch den Einfluss der Einbaubeanspruchung durch Überschüttung von 0,3 m scharfkörnigem Schotter 0/63 mm mit hoher Kornfestigkeit (Hornfels, methamorph, Andalusit) und anschließender Verdichtung mit fünf Übergängen (statisch/dynamisch) durch einen 7-t-Walzenzug für ein gelegtes Geogitter aus Polyester (PET). Der Einfluss der Beschädigung auf die Höchstzugfestigkeit beträgt ca. 20 % und auf den Nennwert des Produktes von 40 kN/m rd. 3 %. Der Einfluss auf das Zugkraft-Dehnungs-Verhalten und damit auf die Bewertung im Gebrauchslastbereich ist vernachlässigbar.

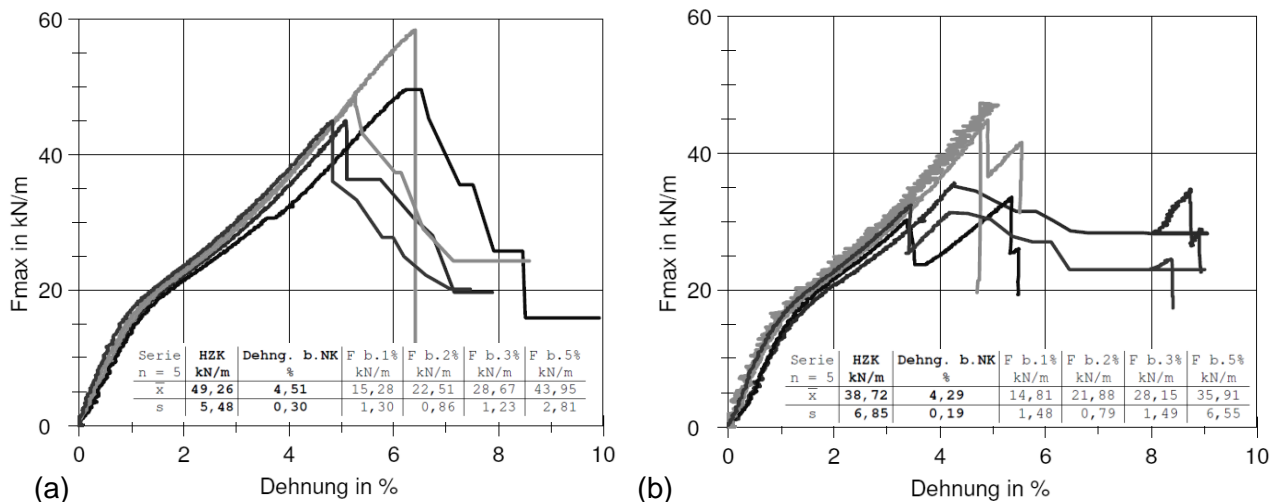


Abb. 2.46: Zugkraft-Dehnungs-Verhalten eines gelegten Geogitters aus monolithischen Flachstäben (a) ohne und (b) mit Schädigung durch Einbaubeanspruchungen nach Verdichtung, 0/63 mm Schotter, scharfkantig (Köhler & Schwerdt, 2012)

#### 2.4.1.2 Gewebe

Handelsübliche Gewebe werden aus Multifilamentgarnen durch Webverfahren hergestellt, vgl. z.B. Müller-Rochholz (2008). Die Übertragung von Schubkräften zwischen dünnen Geweben und Boden erfolgt ausschließlich über Reibung der Kornpartikel an der Oberseite der Filamente/Folienbändchen, da die Produkte eine sehr geringe Schichtdicke und eine geschlossene Struktur aufweisen. Der Luftporenanteil liegt bei rd. 5 %. Der Eintritt von Kornfraktionen ist daher sowohl durch die Oberflächenstruktur als auch über das verfügbare Porenvolumen stark begrenzt. Unterschiede in der Oberflächenstruktur ergeben sich aus den Herstellungsverfahren. Während Bändchengewebe aus dünnen Streifen gewebt werden und damit eine sehr glatte Oberfläche aufweisen, werden bei der Verwendung von fibrillierten (mechanisch aufgesplissenen) Bändchen rauere Oberflächen erreicht (Ingold, 1994).



Korneinlagerungen scharfkantiger Partikel sind bei nicht beschichteten Multifilamentgeweben im Hinblick auf die Zugfestigkeit und Alterung relevant (Ehrler & Gündisch, 1999). Systematische Untersuchungen zur Einlagerung von Kornfraktionen in Multifilamentgewebe zeigen, dass bei Streckung der Filamente infolge einer Laststeigerung scharfkantige Partikel durch die Filamente umschlossen werden, in diese einschneiden und diese schwächen. Der Einfluss der Kornpartikel im Hinblick auf die Schädigung wird vorwiegend bei großen Zugspannungen erkennbar und bleibt weitgehend ohne Einfluss auf das Zugkraftdehnungsverhalten bei Gebrauchslast (Abb. 2.47 (a)). Der Ausfall von Zuelementen in Hauptzugrichtung durch Zerschneiden führt dagegen zu einer unmittelbaren Beeinflussung des Zugkraftdehnungsverhaltens (Abb. 2.47 (b)).

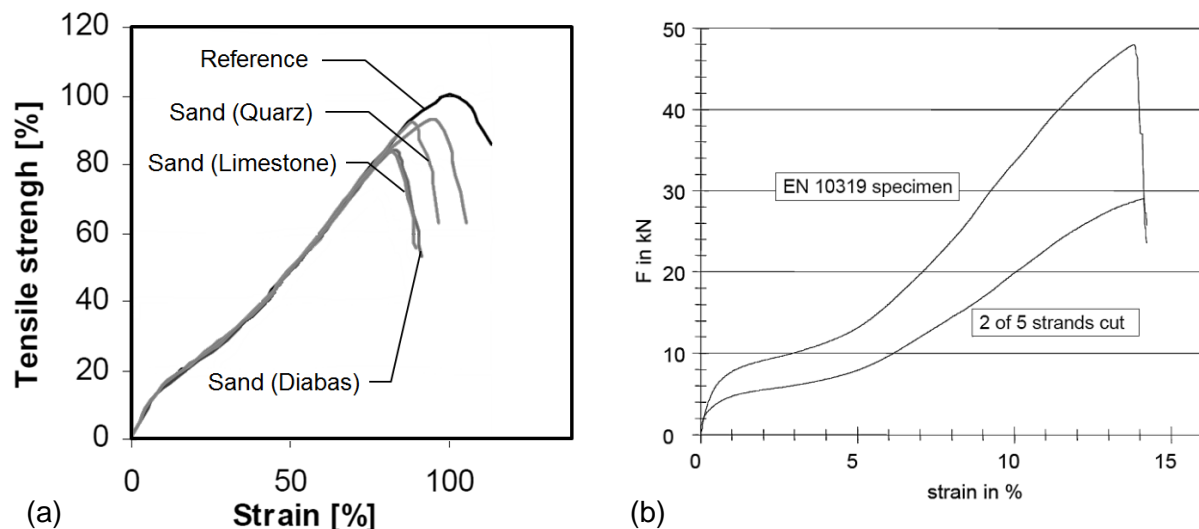


Abb. 2.47: (a) Normiertes Zugkraft-Dehnungs-Verhalten eines Multifilamentgewebes ohne und mit Sandeinlagerung und (b) Einfluss der Schädigung von Einzelstreben in Zugrichtung bei einem mit Schutzummantelung versehenen gewebten Geogitter (tBU-Newsletter18, 2009)

Wie die nachfolgenden Untersuchungen zeigen werden, ist die kleinräumige Interaktion zwischen Bewehrungsprodukt und nichtbindigem Erdstoff und schnelle Aktivierung von Zugkräften eine wesentliche Bedingung für die Wirksamkeit von Bewehrungsprodukten in ungebundenen Tragschichten. In der Gegenüberstellung des strukturellen Aufbaus von Geweben und Geogittern und des Zugkraft-Dehnungs-Verhaltens (Abb. 2.37) sind signifikante Differenzen erkennbar. Aktuelle internationale Forschungsergebnisse untersuchen daher nahezu ausschließlich den Einfluss von Geogittern unterschiedlicher Struktur und Dehnsteifigkeiten (Vollmert et al., 2015b). Die nachfolgenden Untersuchungen und Aussagen fokussieren ebenfalls ausschließlich auf Geogitter oder gitterartige Strukturen mit Öffnungsweiten  $l_w > d_{50}$ , ggf. in Kombination mit Trenn- und Filterlagen. Soweit einzelne Untersuchungen Gewebe einschließen, wird explizit darauf verwiesen.

#### 2.4.2 Trenn- und Filterprodukte

Zur Gewährleistung der Trenn- und Filterwirkung (Kap. 1.1.2.1) zur Vermeidung von Feinkornkontaminationen des Tragschichtmaterials (Kap. 2.2) werden aufgrund ihrer vollflächigen Struktur, der geringen Öffnungsweiten (mechanische Filterstabilität) und der hydraulischen Eigenschaften (hohe Durchlässigkeit) vorwiegend Vliesstoffe und z.T. Gewebe eingesetzt. Nachfolgend werden die charakteristischen Eigenschaften, soweit sie im Verbund zum Boden im Hinblick auf die hier behandelten Fragestellungen relevant sind, und deren Veränderung im Kontakt zu Boden diskutiert.

Mechanisch verfestigte Vliesstoffe weisen ein Luftporenvolumen von rd. 90 % auf. Durch eine thermische Nachverfestigung der Oberfläche (Kalandrierung) sinkt der Luftporenanteil durch eine Reduzierung der Dicke auf rd. 80 %. Reine thermisch verfestigte Vliesstoffe weisen einen Luftporenanteil von nur rd. 30 % auf. Die offenporige Oberfläche mechanisch verfestigter Vliesstoffe erlaubt den Zutritt und die Einlagerung von Ton-, Schluff- und Feinsandfraktionen, wobei Ton- und feine Schluffpartikel bei hydraulischen Beanspruchungen teilweise hindurchgespült werden, bis sich eine Stabilisierung des Korngerüsts einstellt, vgl. z.B. Heerten (1981), Hillig et al. (1999), Saathoff (1991).

Die Bodeneinlagerungen erreichen dabei nach Reihenuntersuchungen an aufgegrabenen Vliesstoffen und Verbundstoffen aus Geweben und Vliesstoffen ein Vielfaches des Eigengewichtes des Vliesstoffes (Heerten, 1981). Hillig et al. (1999) berichten von Aufgrabungen an mechanisch verfestigten Vliesstoffen ( $m_{\text{neu}} = 450 \text{ g/m}^2$ ) nach 15 Jahren Betriebszeit auf schluffigem Untergrund unter einer Planumsschutzschicht. Der Anteil der in den Vliesstoff eingelagerten Bodenfraktionen bestand zu rd. 63 % aus Sand, wobei rd. 50 % der Kornfraktionen Korngrößen oberhalb der charakteristischen Öffnungsweite aufweisen. Feinkornfraktionen wurden also offensichtlich zu einem deutlich unterproportionalen Anteil eingelagert. Verschmutzungen bzw. Feinkornkontaminationen des Tragschichtmaterials wurden nicht festgestellt. Der Anteil hindurchgespülter Feinkornfraktionen muss also massenmäßig sehr gering gewesen sein. Das Gesamtgewicht der Faserstruktur mit Einlagerungen wurde zu  $> 900 \text{ g/m}^2$  und eine durch die Bodeneinlagerungen bedingte Abminderung der Zugkraftdehnung von 90 % auf 40 % ermittelt. Als Ursache der Umlagerung relativ grober Kornfraktionen schließen die Autoren hydrostatische Kräfte aus und nehmen dynamische Beanspruchungen infolge von Zugüberfahrten an. Sowohl für frühere Untersuchungen als für die eigene Untersuchung zeigen Hillig et al. (1999) eine geringe Abminderung der Durchlässigkeit um nur 1,5 Zehnerpotenzen auf  $3,5 \div 5,5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ .

Die Beobachtung deckt sich mit der Grundannahme von Heerten (1981), dass die im Vliesstoff eingelagerten Kornfraktionen eine granulare, faserarmierte Filterschicht bilden: Wird angenommen, dass in der Untersuchung von Hillig et al. (1999) spätestens nach der Einlagerung gröberer sandiger Kornfraktionen sowohl die hydraulische als auch die mechanische Filterwirksamkeit gegenüber den Schluffpartikeln gegeben war, dann kann der verbleibende Feinkorndurchgang vernachlässigt werden.



Floss & Bräu (1988) stellen nach umfangreichen Überfahrversuchen fest, dass *Filterkriterien, die für laminare Wasserströmung gelten, nicht ohne Weiteres auf dynamische Beanspruchungsvorgänge übertragen werden können. [...] Bei intensiver Vibrationsverdichtung nahe über der Geotextilfläche kann sich ein Filterkuchen direkt unter dieser Trennlage bilden, der den weiteren Wassertransport verhindert und den Reibungswiderstand der Tragschicht reduziert.* Explizit werden hierzu dünne thermisch verfestigte Vliesstoffe gezeigt. *Im Fall von Untergrundböden mit geringer Tragfähigkeit und hohem Wassergehalt können jedoch nur höherwertige Geotextilien mit guten mechanischen und filtertechnischen Eigenschaften bestehen. Für besonders ungünstige Verhältnisse können Verbundstoffe, bestehend aus einem Filter- und einem Bewehrungselement, eine sinnvolle Lösung sein.*

Der Bodenkontakt verändert die Anfangsdehnungen mechanisch verfestigter Vliesstoffe sowohl bei bindigen als auch nichtbindigen Böden zum Teil gravierend, die Bodenteilchen konnten sich hier gut einlagern (Bauer & Bräu, 1994). Sie reagieren bei Bodeneinlagerungen und bei behinderter Seitendehnung (behinderte Einschnürung) steifer als bei Versuchen neuwertiger Produkte an Luft. Dieses Verhalten ist bei thermisch verfestigten Vliesstoffen nicht ausgeprägt erkennbar: *Eine mögliche Ursache ist in der geschlosseneren Oberfläche [und dem geringeren Porenvolumen] der thermisch verfestigten Vliesstoffe zu sehen. Sie behinderte eine Einlagerung der Sandkörner und damit eine Umhüllung durch die Filamente. [...] Das Geotextil konnte sich im Inneren ohne Verbund mit dem Boden dehnen.* Der Verbund zum Boden verbesserte sich jedoch auch bei thermisch verfestigten Vliesstoffen durch die Einlagerung von Schluffpartikeln, deren Zutritt durch die geringe Korngröße noch möglich war.

Bei Geweben treten demgegenüber keine signifikanten Änderungen des Formänderungsverhaltens im Bodenkontakt auf, ein positiver Effekt des Bodens auf das Formänderungsverhalten konnte nicht gefunden werden (Bauer & Bräu 1994). Kleine Änderungen können mit einer behinderten Seitendehnung begründet werden. Hinsichtlich des Kriechverhaltens in Bodenkontakt wurde der Rohstoffeinfluss als bedeutend eingestuft.

Untersuchungen an Strecken der Deutschen Reichsbahn (Lieberenz, 1991; Deutsche Reichsbahn, 1991, in Weisemann, 1994) zeigen über den Beobachtungszeitraum von 12 Jahren sowohl eine signifikante Zunahme der Tragfähigkeit insgesamt als auch einen signifikanten Unterschied der Tragfähigkeit zwischen der an der Unterseite mit und ohne Vliesstoff ausgerüsteten Planumsschutzschicht (Abb. 2.48). Ausgehend von einer Anfangstragfähigkeit des Untergrundes von  $E_{vd,u} \approx 28 \text{ MN/m}^2$  können bei einer Zunahme des Gesamttragfähigkeitszuwachses von 282 % rd. 60 % dem Einfluss der Vliesstoffkomponente zugewiesen werden (20 % des Gesamttragfähigkeitszuwachses). *Die Trenn- und Filterfunktion des Vliesstoffes wirkt sich also mittelbar in einer Tragfähigkeitssteigerung aus, indem eine Zustandsverschlechterung des Eisenbahnunterbaus eingeschränkt wird. Unter dynamischen und klimatischen Beanspruchungen erfolgte eine Einlagerung von Feinbestandteilen aus dem*

*Erdplanum in den Vliesstoff.* In der Folge konnte anhand von Zugversuchen an entnommenen Proben ermittelt werden, dass *die Verformungsbereitschaft des Vliesstoffes abnimmt und [er] damit in der Lage ist, begrenzt Spannungen aufzunehmen und in Zugkräfte umzuwandeln. Es tritt eine unmittelbare Erhöhung der Tragfähigkeit durch die Bewehrungswirkung des Vliesstoffes auf* (Weisemann, 1994). Die Einlagerung von Kornanteilen in die Faserstruktur erfolgt vorwiegend unter zyklischen Einwirkungen und beim Vorhandensein von ausreichend Porenwasser. Witterungseinflüsse, wie z.B. Niederschläge während der Bauphase, die zu einer einseitigen Durchströmung führen oder das Auftreten von Porenwasserdrücken ermöglichen, begünstigen das „Einlaufen“ der Filter bzw. das Einwandern von Kornfraktionen in die Faserstruktur.

Aus den Untersuchungen von Weisemann (1994) kann ebenfalls gefolgert werden, dass beim Fehlen dieser Einflüsse im Umkehrschluss auch unter zyklischen Lasten keine oder eine reduzierte Einlagerung von Kornanteilen in die Faserstruktur und damit keine signifikante Veränderung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von Vliesstoffen bzw. keine bewehrende Komponente auftritt. Die Funktion eines Vliesstoffes bleibt dann auf die Trenn- und Filterfunktion beschränkt.

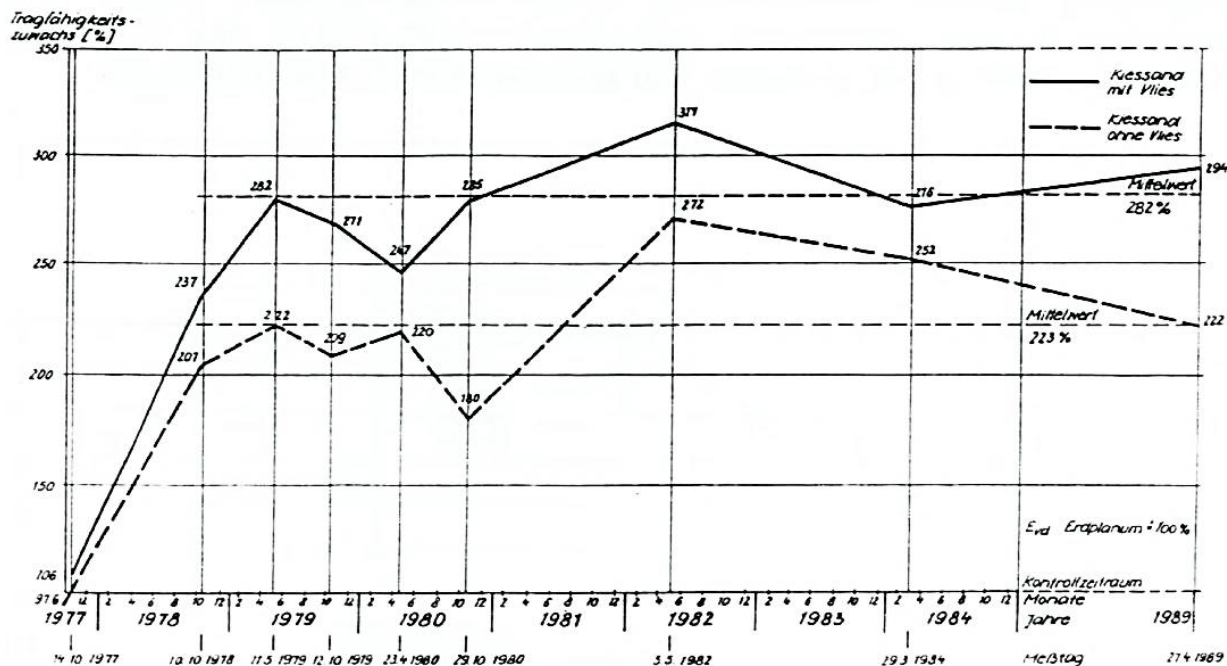


Abb. 2.48: Tragfähigkeitszuwachs der Versuchsstrecke Theißen über einen Beobachtungszeitraum von 12 Jahren, Abschnitt mit und ohne Vliesstoff an der Unterseite der PSS (Deutsche Reichsbahn, 1991, in Weisemann, 1994)

Die Zusammendrückbarkeit eines Vliesstoffes unter Vertikallasten wird wie das Zugkraft-Dehnungs-Verhalten eines Vliesstoffes durch die Einlagerung von Feinkornfraktionen beeinflusst. Nach dem Einwandern der Kornfraktionen verhält sich ein mechanisch verfestigter Vliesstoff in Bezug auf die vertikale Zusammendrückung weitgehend so wie die eingelagerten Bodenpartikel

bzw. die angrenzenden Böden. Im Einbauzustand kann sich nach Erfahrungen des Verfassers die Zusammendrückbarkeit eines Vliesstoffes auch in Kombination mit Geogittern auf die Ergebnisse des Plattendruckversuchs auswirken. Diese Beobachtungen wurden ebenfalls von Göbel et al. (1996) an verschiedenen Untersuchungen<sup>13</sup> gemacht: *Da die Eigenzusammendrückung der Verbundstoffe durch die Verkehrslasten zum Stillstand kommt [...], schlagen die Autoren daher vor, die Tragfähigkeitsanforderungen an das Planum [OFTS nach Abb. 1.2; Anm. des Verf.] bei Verlegung eines Verbundstoffes um 10 MN/m<sup>2</sup> abzumindern.*

Die Erkenntnisse zum Verhalten von Vliesstoffen im Bodenkontakt und unter der Voraussetzung der Änderung des Zugkraft-Dehnungs-Verhaltens durch Bodeneinlagerung führten zur Entwicklung eines Bemessungsverfahrens für mit Vliesstoffen bewehrte Bodenschichten (Floss et al., 2002). Da die Bodeneinlagerung abhängig von den angrenzenden Böden, hydraulischen Bedingungen und Eigenschaften der Vliesstoffe ist und die Zugkraftaufnahmefähigkeit der Vliesstoffe unter Bruchlast begrenzt bleibt, findet das Verfahren in der Praxis keine Anwendung. Der Beitrag im Gebrauchslastbereich und des Trenneffektes kann jedoch in den nachfolgenden Betrachtungen relevant werden.

Kritisch ist die alleinige Anwendung auf weichem Untergrund vor dem Hintergrund der Empfindlichkeit gegen Einbaubeschädigung und Scheuerbeanspruchungen zu sehen (Floss & Bräu, 1988; Laier & Bräu, 1987, 1990). In der Folge wurden für Vliesstoffe und Gewebe daher Klassifizierungssysteme entwickelt, um eine ausreichende Robustheit sicherzustellen, vgl. u.a. Floss & Bräu (1988), Wilmers & Saathoff (1995), M GeoK.

### 2.4.3 Verbundwerkstoff geogitter-bewehrter Boden

#### 2.4.3.1 Konventionelle Betrachtung

Das weltweit verbreitete und hier als konventionelle Betrachtung bezeichnete Berechnungsverfahren von geokunststoff-bewehrten Konstruktionen erfolgt durch Beschreibung der Einzelkomponenten Boden und Bewehrung anhand der charakteristischen, singular geprägten Werkstoffeigenschaften, vgl. z.B. EBGeo (2010). Im Regelfall erfolgt die Berechnung ausschließlich im Bruchzustand, d.h. im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Hierbei wird an dem System unabhängig von den Verformungsbedingungen der Erdstoffe und der Bewehrung durch Freischneiden und Antragen von Schnittgrößen nach der Theorie 1. Ordnung das Kräftegleichgewicht ermittelt und durch Multiplikation oder Division mit Teilsicherheiten das gewünschte Sicherheitsniveau erreicht. Letzteres ist im Regelfall so austariert, dass bei Einhaltung des Sicherheitsniveaus auch der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit eingehalten wird.

---

<sup>13</sup> Basierend auf Untersuchungen mit extrudierten Geogittern und mechanisch verfestigten Vliesstoffen im Auftrag der Fa. Netlon, UK (persönliche Kommunikation Vollmert / H. Horstmann vom 30.10.2013) sowie Göbel et al. (nb).

Die regelmäßige Nutzung verformungsabhängiger Spannungs-Dehnungs-Beziehungen auch für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit erfolgt nur in seltenen Fällen, etwa bei der Berechnung horizontaler Bewehrungslagen über pfahlartigen Traggliedern nach EBGeo (2010). In diesem Fall ist eine dem Grenzzustand der Tragfähigkeit zugehörige Verformung ausweisbar.

Der Verbund zwischen Bewehrung und Boden wird über einen als konstant angenommenen Proportionalitätsfaktor zwischen Reibungswinkel des Bodens und dem im Bruchzustand aktivierbaren Reibungs- oder Scherwiderstand in der Fuge Bewehrung/Boden (Verbundbeiwert) berechnet. Der Verbundbeiwert wird analog zur Scherfestigkeit aus direkten Scherversuchen und/oder einem Herausziehversuch nach der Bruchbedingung von MOHR-COULOMB abgeleitet. Auch der Verbund zwischen Bewehrung und Boden wird nicht auf Einhaltung der Verformungsverträglichkeit der Schnittgrößen untersucht. Die konventionelle Betrachtung ist damit für weitergehende Gebrauchstauglichkeitsuntersuchungen, insbesondere bei kleinen Verformungen, prinzipiell ungeeignet und wird hier nicht weiter verfolgt.

#### 2.4.3.2 Interaktionsmodelle

- Interaktion zwischen Geogittern und Boden bei monotoner Beanspruchung

Wird ein Geogitter durch Zugbeanspruchung oder Querdehnungen des Bodens und daraus resultierende Verformungen gegen den Boden relativ verschoben, tritt an den Längsstäben Reibung auf. Gleichzeitig baut sich vor den Querelementen ein Erdwiderstand auf. Die daraus resultierende Querkraft (Abb. 2.49) muss über die Verbindungspunkte in die Längselemente eingetragen werden, wenn die Querelemente einen Beitrag zum Verschiebungswiderstand der Längselemente leisten sollen. Die Festigkeit der Verbindungspunkte fällt je nach Herstellungsverfahren unterschiedlich aus. Die Verbindungsfestigkeit hat weiter einen Einfluss auf die Fähigkeit eines Produktes, Lasten in unbeanspruchte Teilflächen der Bewehrung umzulagern (Schulz & Witte, 1991). Christopher (2007) und Christopher & Perkins (2008) empfehlen, dass die Verbindungsfestigkeit (*Junction Strength*) etwa der Zugfestigkeit eines Produktes bei 2 % Dehnung entsprechen sollte, und fokussieren die Verbindungsfestigkeit damit auf den Gebrauchslastbereich.

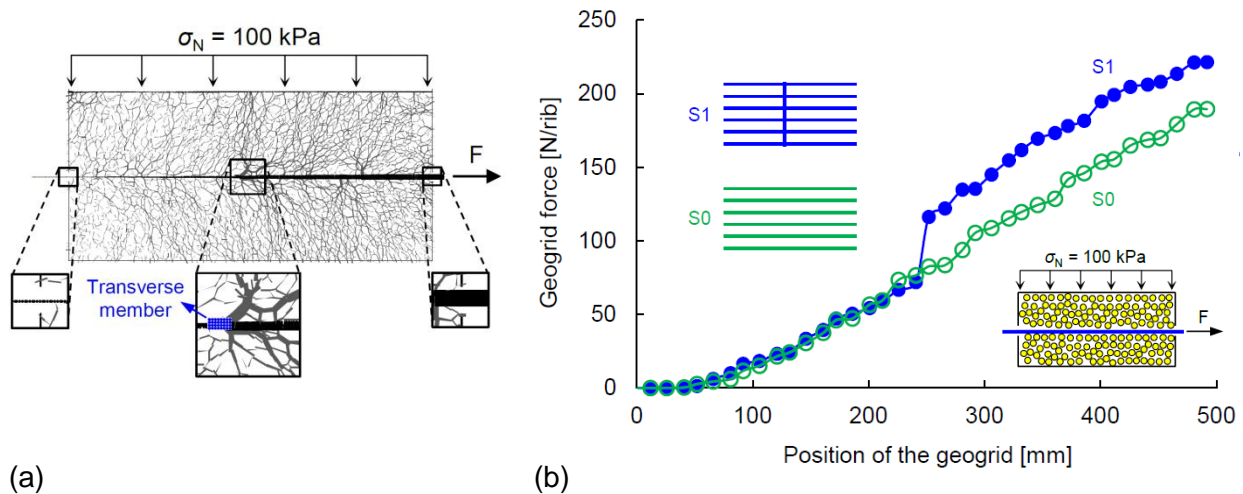


Abb. 2.49: (a) Visualisierung des verschiebungsabhängig anwachsenden Widerstands vor Querelementen und (b) Verschiebungsweg an der Klemme aus Discrete-Elemente-Modellierung (DEM) (Wang et al., 2014)

Die Interaktion Geogitter-Boden wird von einigen Autoren im unmittelbaren Zusammenhang zwischen Öffnungsweite und Kornverteilung gesehen. Typische Anforderungswerte zur erforderlichen lichten Weite  $l_w$  einer Geogitteröffnung sind z.B.  $l_w \geq 1,67 \cdot d_{80}$  (EBGEO, 1997),  $l_w \geq 3,0 \cdot d_{50}$  (Jewell et al., 1984) und  $l_w \geq 3,5 \cdot d_{50}$  (Koerner, 1986/2012). Grundlegende Modellvorstellungen für den Verbund zwischen Geogitter und Boden zeigen Jewell et al. (1984), vgl. Abb. 2.50 und Abb. 2.51, die Darstellung wird später durch verschiedene Autoren, u.a. Lopes (2002), Ziegler & Timmers (2003), Bussert (2006) und Ruiken (2013), adaptiert. Eine umfassende Zusammenstellung zur Interaktion zwischen Bewehrung und Boden findet sich bei Ruiken (2013). Der Autor diskutiert auch Ergebnisse von Bussert (2006), die sowohl für die Korndurchmesser  $d_{50}$  als auch  $d_{90}$  ausgewertet wurden. Weit gestufte Kiese erlauben im Regelfall eine bessere Verdichtung und damit bei geringen Horizontalspannungen eine bessere Lastaufnahme als eng gestufte Kiese, ggf. auch bei kleinerem  $d_{50}$ . Die Abstimmung der Kornverteilungen auf das Öffnungsweitenverhältnis  $d_{50}$  sollte daher nicht zu einer zu starken Begrenzung der Kornfraktionen führen. Der Einfluss zwischen Partikelgröße und Querstababstand wird auch von Jacobs et al. (2013) diskutiert. Er zeigt dabei, dass bei einem bereits übergroßen Abstand der Querelemente (in diesem Fall  $l_w = 64 \cdot d_{50}$ ) bei sonst gleichbleibender Dehnsteifigkeit des Produktes eine weitere Vergrößerung des Querstababstandes  $l_w$  zu einer verminderten Bewehrungswirkung führt.

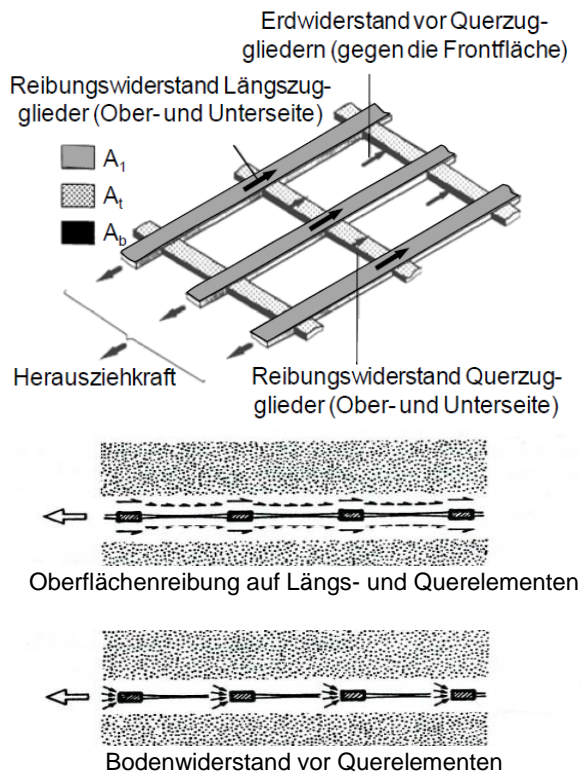


Abb. 2.50: Komponenten des Herauszieh Widerstandes nach Jewell et al. (1984), Darstellung in Ruiken (2013)

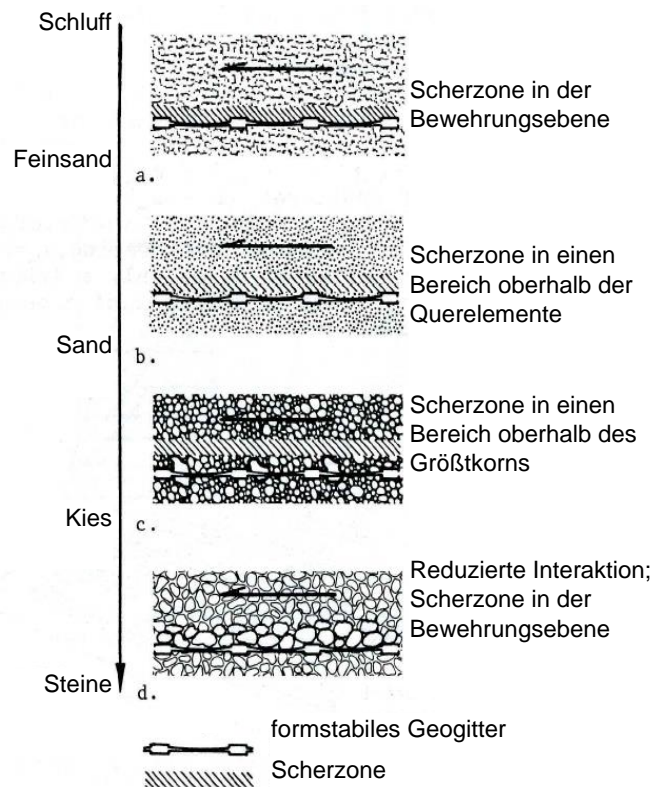


Abb. 2.51: Lage einer Scherzone bei lateraler Scherung und Anordnung eines formstabilen Geogitters nach Jewell et al. (1984)

Der Widerstand eines Geogitters gegen Verschiebungen im Boden setzt sich aus Reibungsanteilen und Erdwiderstandsanteilen zusammen. Der vor Querelementen mobilisierte Erdwiderstand führt zu einer signifikanten Veränderung der Spannungs- und Lagerungsverhältnisse der Kornstruktur, gezeigt z.B. an Untersuchungen mit foto-elastischem Material von Dyer (1985) oder mit numerischen Modellen von Konietzky (2006) und Wang et al. (2014), und kann nach Wilson-Fahmy & Koerner (1993) verschiebungsabhängig auf über 50 % des Gesamtwiderstandes anwachsen. Untersuchungen an gelegten, verschweißten Geogittern aus extrudierten Flachstäben zeigen (Timmers, 2003), dass der Anteil der Querelemente bis zu 80 % des Gesamtwiderstandes ausmachen kann. Die Flächenanteile nach Abb. 2.50 stehen dabei nicht in proportionalem Verhältnis zum Beitrag des Verbundwiderstandes, da eine Torsion von Querelementen zu einer größeren Mobilisierung von Erdwiderstand führen kann (Ziegler & Timmers, 2004). Die Autoren geben ebenfalls an, dass der Beitrag des mobilisierbaren Erdwiderstands vor einem Querelement zunächst mit der Verschiebung ansteigt, dann aber einen Grenzwert erreicht, der sich aus der Überlagerung der aktivierten Erddruckzone mit der Erddruckzone vor dem nächsten Querelement ergibt.

Die Zusammenhänge zwischen Auflastspannung, Lagerungsdichte, Verschiebungsweg, Kornverteilung, Produktstruktur und anderen Einflüssen sind nichtlinear und extrem komplex,

siehe hierzu z.B. Lopes (2002), Meyer et al. (2003), Müller (2011) und Ezzein & Bathurst (2014). Die Interaktion zwischen Boden und Geokunststoff führt jedoch zu einer unmittelbaren Beeinflussung der sich bei lateraler Beanspruchung ausbildenden Scherfuge (Abb. 2.51). Die wechselseitige Beeinflussung der Spannungsverhältnisse Geogitter/Boden infolge des Zusammenspiels der Produktstruktur/Produktsteifigkeit und der Bodendilatanz durch Verzahnung und damit verbundene Beeinflussung der Scherfestigkeit eines kohäsionslosen Bodens können als Confinement (Einsperren, Beschränken) bezeichnet werden.

Die Wirkung des Confinement wird zumeist auf den Eintrag der Schubkräfte der horizontal liegenden Bewehrung und die damit verbundene Erhöhung der (gegenüber der Hauptspannungsrichtung  $\sigma_1$  meistens kleineren) Hauptspannung  $\sigma_3$  bezogen (Confining Effect Concept) (Ruiken, 2013). Eine begrenzte Definition, bei der die Stützwirkung der Bewehrung ausschließlich auf Interlocking bzw. die Struktur des Gitters ohne Kräfteeinfluss bezogen wird, nutzt ETA 12/0531<sup>14</sup>.

Die gefundenen Quellen zeigen einheitlich, dass der Bewehrungseinfluss sowohl bei vertikaler Beanspruchung eines mehrlagig bewehrten Bodens (Bussert, 2006; Ruiken, 2013) als auch bei lateraler Scherung nachweisbar ist. Bei granularen Böden zeigt sich der Bewehrungseinfluss bei lateraler Scherung analog zu Abb. 2.51 in einem Bereich von rd.  $\pm 0,2$  m unter- und oberhalb einer Bewehrungslage (Confinement-Zone) und vermindert in einem weiteren, rd.  $\pm 0,15$  m mächtigen Bodenbereich (Transition-Zone) (Cook & Horvat, 2014; Horvat & Klompmaker, 2014; Lees, 2014). Dabei liegt der Zuwachs der Scherfestigkeit bei lateraler Verschiebung der Schotterproben (Rahmenscherversuche mit Variation der Scherebene) bei den genannten drei Untersuchungen ausgehend von der Bewehrungsebene in der Confinement-Zone einheitlich bei  $\Delta\tau \approx 4,5$  kN/m<sup>2</sup>.

Die Untersuchungen von Cook & Horvat (2014) und Horvat & Klompmaker (2014) wurden, soweit dokumentiert, unter identischen Randbedingungen an Bahnschotter ausgeführt. Abb. 2.52 zeigt die direkte Gegenüberstellung der Messwerte, wobei die sehr ähnlichen Kurvenverläufe von Produkten mit und ohne Vliesstoffkomponente als Mittelwerte aufgetragen wurden. Die jeweiligen unbewehrten Kontrollversuche sind praktisch deckungsgleich, die Versuche damit vergleichbar. Untersucht wurden biaxial und hexagonal extrudierte Geogitter sowie aus extrudierten Flachstäben gelegte und an den Knotenpunkten verschweißte Geogitter. Die jeweils kleinste radiale Dehnsteifigkeit der eingesetzten Produkte (Tensar TX 190 L (Cook & Horvat, 2014), Tensar SS 30 LA/G, Secugrid 30/30 Q1, Secugrid/Combigrigrid 30/30 Q1 LA (Horvat & Klompmaker, 2014)) liegt, soweit bekannt, dabei in einem relativ engen Wertebereich zwischen  $J_{0,5\%} \approx 535$  kN/m  $\div$  592 kN/m. Der in Abb. 5.52 erkennbare Abfall der absoluten Scherfestigkeit zur Unterseite der Versuchseinrichtung findet sich dabei sowohl für die unbewehrten als auch für die bewehrten Versuche und ist damit versuchsbedingt.

---

<sup>14</sup> Werden die mechanogenen Zusammenhänge, wie in dieser Arbeit diskutiert, beachtet, führt eine Betrachtung *ohne* Einbeziehung des Zugkraft-Dehnungsverhaltens bzw. der Dehnsteifigkeit zu einer unzulässigen Verfälschung der funktionalen Zusammenhänge.



Die Produkte mit großen Öffnungsweiten zwischen  $l_w = 60$  mm und 71 mm (LA-Typen) zeigen dabei in der Bewehrungsebene gegenüber dem eingesetzten Bahnschotter 31,5/63 mm übereinstimmend mit den obigen Feststellungen zur lichten Weite etwas höhere Werte als das Produkt mit einer normalen Öffnungsweite von 32 mm. Der summarische Zuwachs an

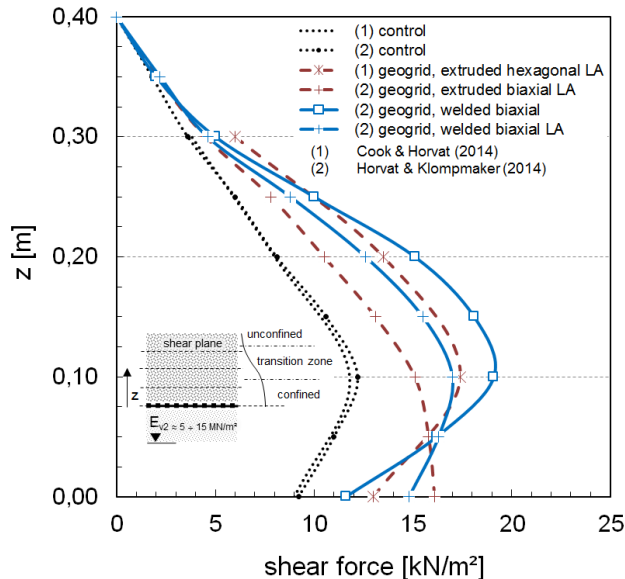


Abb. 2.52: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen für lateral beanspruchte Schotterproben (Cook & Horvat, 2014; Horvat & Klompemaker, 2014)

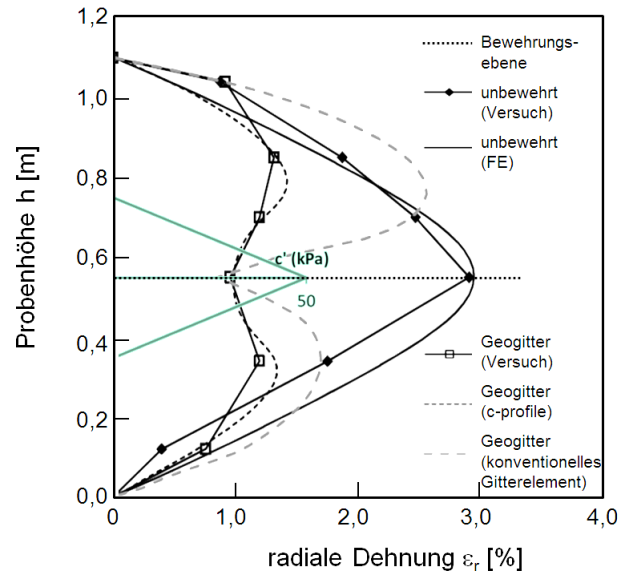


Abb. 2.53: Vergleich gemessener und mit u.a. der *c'-profile-method* berechneter Horizontaldehnungen eines unbewehrten und eines mit gelegten Geogittern bewehrten Triaxialversuchs nach Lees (2014)

Scherfestigkeit bleibt gegenüber den Produkten mit etwas geringerer Öffnungsweite aber näherungsweise identisch. Trotz sonst sehr unterschiedlicher Produktstruktur und Herstellungsart ergibt sich keine weitere signifikante Differenzierung der Produkte.

Lees (2014) führt auf Basis der gefundenen Erkenntnisse eine normalspannungsunabhängige Scherfestigkeitszunahme im Nahbereich zur Bewehrungslage ein (*c'-profile-method*). In den von Lees (2014) zugrunde gelegten Triaxialversuchen von Ruiken & Ziegler (2008) wurden gelegte und an den Verbindungspunkten verschweißte Geogitter eingesetzt. Seine Nachrechnungen von bewehrten Triaxialversuchen (Abb. 2.53) zeigen, dass die Ersatzkohäsion in der Bewehrungsebene bis zu 50 kN/m² und im Mittel 25 kN/m² betragen muss, um die Verformungszustände abzubilden. Die Nutzung konventioneller Elementknoten führt dagegen zwar für den unbewehrten, nicht jedoch für den bewehrten Fall zu befriedigenden Ergebnissen. In einem weiteren Beispiel überträgt Lees (2014) dieses Modell u.a. auf bewehrte Tragschichten und findet ähnliche Ergebnisse.

Jacobs et al. (2014, 2015) beschreiben in Erweiterung von Modellansätzen von Ziegler & Timmers (2003, 2004) und Müller (2011) am Beispiel eines gelegten Geogitters ein explizites Modell, das die verformungs- und spannungsabhängige Beschreibung der Interaktion zwischen Boden und



Geogitter unter Einbeziehung der Lagerungsdichte und des zeitabhängigen Materialverhaltens des Geogitters erlaubt. Das an umfangreichen Versuchsserien mit unterschiedlichen Böden und Produkten kalibrierte Modell wurde von den Autoren sowohl an Versuchen mit anderen Prüfgeräten (Meyer & Holm, 2012) als auch an Feldmessungen bei kleinen Verformungen validiert. Damit wird erstmals die vollständige Angabe des aktivierten Erd- und Reibungswiderstandes und der Materialbeanspruchungen an jeder Stelle eines Geogitters und somit die Angabe des verschiebungsabhängig ermittelten Querkraftanteils eines Querstabes (vgl. Abb. 2.49) mit nichtlinearen, zeitabhängigen Beziehungen möglich. Das Modell erlaubt daher sowohl die Betrachtung von Gebrauchszuständen bei kleinen Verschiebungen vor Erreichen von Bruchspannungen als auch die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit für statische Beanspruchungen.

- Interaktion zwischen Geogittern und Boden bei zyklischer Beanspruchung

Unter zyklischen Lasten tritt zwangsläufig eine weitere Verschärfung der Komplexität durch eine Kombination der o.g. polymermechanischen Material- und bodenmechanisch geprägten Interaktionsparameter auf. In zyklischen Herausziehversuchen identifiziert Nernheim (2005) folgende Einflussparameter als maßgebend für den Herausziehwiderstand und die Verformungen im Gebrauchslastbereich:

- Kornverteilung und Lagerungsdichte des Bodens, Einbindelänge und Auflast sind für den statischen Maximalwert des Herausziehwiderstandes maßgebend.
- *Der maßgebende Lastabtrag erfolgt bei den untersuchten Gitterstrukturen [extrudierte, gewebte, gelegte Geogitter; jeweils einaxial] über Mechanismen vor den Querstreben wie passiver Erdwiderstand und Interlock.*
- Oberlastniveau und Amplitude sind die zyklischen Kernparameter, der untersuchte Frequenzbereich von 0,2 bis 2,5 Hz bleibt ohne signifikanten Einfluss.
- Die Verschiebungen wachsen mit zunehmender Lastspielzahl an.
- Es wird eine Verbesserung des Verbundverhaltens aufgrund von Bodenverdichtung und einer zyklischen Bodenverspannung beobachtet.
- Die Verformungen steigen mit wachsender Amplitude und steigendem Oberlastniveau an.
- Bei höheren Amplituden wird ein deutlich unterschiedliches Verhalten der Geogitter festgestellt.

Abb. 2.54 zeigt exemplarisch Verschiebungsgraphen für zwei unterschiedliche Produkte ((a) gewebtes Geogitter G1, (b) gelegtes Geogitter G3). Aufgetragen ist die Amplitude  $a$  gegen die Oberlast  $f_o$ , jeweils normalisiert zum statischen Maximalwert des Herausziehwiderstandes  $f_{peak}$ . Letzterer ist bei beiden Produkten näherungsweise identisch, ebenso wie die Nennzugfestigkeit. Allerdings ist die Dehnsteifigkeit des Produktes G3 bei 2 % Dehnung doppelt so hoch wie die des Produktes G1. Produkt G1 hat eine viermal so hohe Anzahl an Querstreben wie Produkt G3. Bei gleicher Oberlast  $f_o \approx 0,4$  und einer Amplitude  $a \approx 0,1$  tritt bei dem Produkt G1 rd. 10 mm Verschiebung, bei dem Produkt G3 rd. 5 mm Verschiebung auf, also nur die Hälfte von G1. Eine

Bewertung der Einflussparameter Dehnsteifigkeit und/oder Geometrie ist aufgrund der Variation beider Parameter letztlich nicht möglich. Tendenziell zeigt sich jedoch, dass das sowohl von der Produktstruktur als auch von der Dehnsteifigkeit her steifere Produkt trotz weniger Querelemente ein signifikant günstigeres zyklisches Verbundverhalten aufweist. Aus den Graphiken lassen sich exemplarisch für die Verschiebung der Querstäbe bzw. des Geogitters 10 cm hinter dem Ort der Lasteinleitung die in Abb. 2.55 angegebenen Funktionen ableiten, Zwischenwerte können linear interpoliert werden.

Für die Messpunkte WA5 am hinteren Ende der Einbindelänge werden von Nernheim (2005) keine expliziten Messwerte angegeben. Aus den bei Nernheim (2005) exemplarisch gezeigten Hystereseschleifen für verschiedene Punkte der Verankerungslänge am Anfang (WA1) und am Ende des eingebetteten Produktes (WA5) kann geschlossen werden, dass die Spannungen vorwiegend im vorderen Bereich der Gesamtverankerungslänge von 1,2 m abgebaut werden.

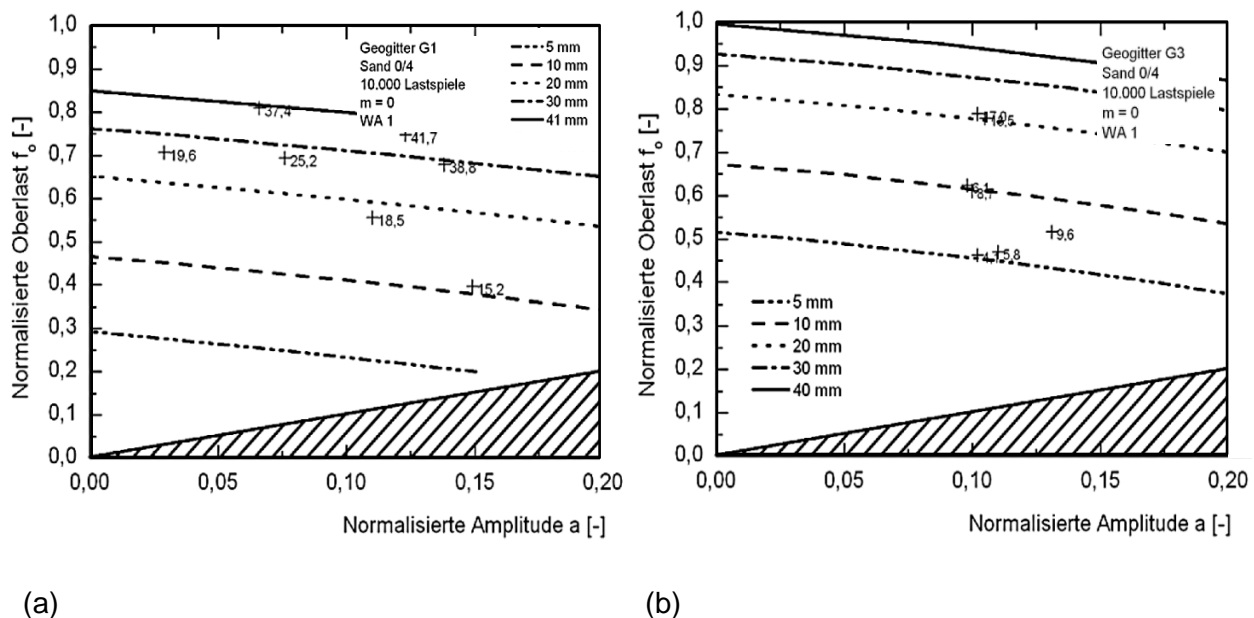


Abb. 2.54: Verschiebungen unmittelbar hinter der Lasteinleitungsstelle (WA1 nach Abb. 2.55) unter zyklischer Belastung, (a) G1, gewebtes Geogitter ( $l_{w,md} = 20$  mm,  $l_{w,cmd} = 20$  mm), (b) G3, gelegtes Geogitter ( $l_{w,md} = 71$  mm,  $l_{w,cmd} = 28$  mm) (Nernheim, 2005)

Bei Perkins et al. (2012a) und Cuelho et al. (2014) wird die Verankerung bei geringen Einbindelängen in den Boden an zyklischen Herausziehversuchen geprüft. Dabei wird der Verbundmodul ( $G_i$ , geosynthetic-aggregate interface interaction resilient shear modulus [ $kN/m^2/m$ ]) analog zum Resilient Modulus nach Gl. 2 berechnet. Die Kalibrierung der Materialkennwerte  $k_{1,2,3}$  in Gl. 2 erfolgt dabei vereinfachend unter Ansatz einer konstanten Schubspannung im Verankerungsbereich. Diese Annahme ist nach den Untersuchungen von Jacobs et al. (2014) auch bei geringen Auslastungsgraden der Verankerung nicht zutreffend, sodass die berechneten Absolutwerte des Verbundmoduls zu hinterfragen sind.

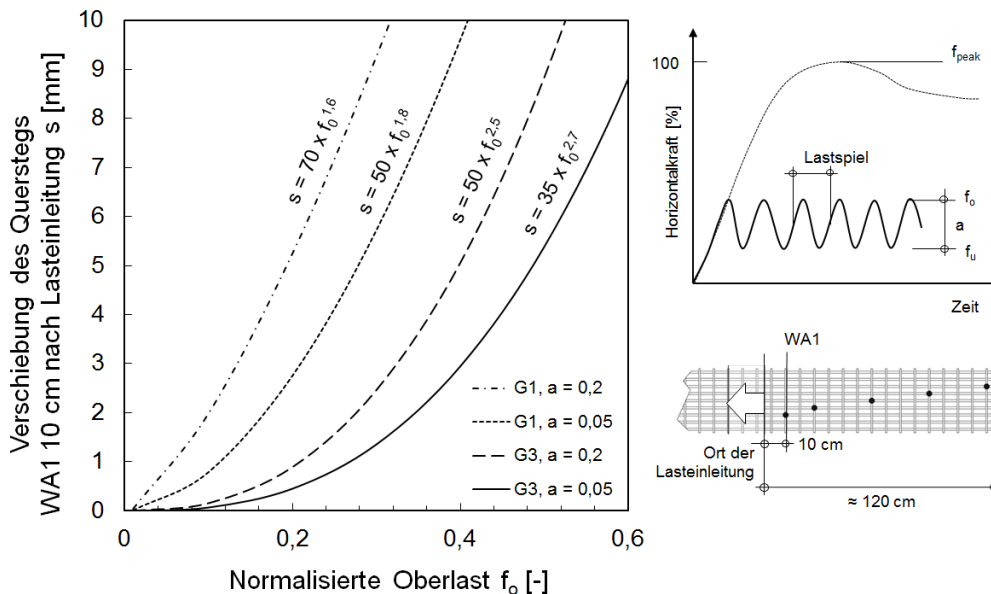


Abb. 2.55: Verschiebungsfunktionen für die von Nernheim (2005) untersuchten Geogitter G1 und G3 an Wegaufnehmer WA1, 10 cm nach der Lasteinleitung, in Sand 0/4 mm bei 10.000 Lastspielen und vorgegebener Verankerungslänge (1,2 m)

Eine weitere Verbesserung und Erweiterung der Modellvorstellungen ist demgegenüber prinzipiell durch eine Kopplung der statischen Grundverschiebungen nach Jacobs et al. (2014) mit den in Abb. 2.55 angegebenen zyklischen Verschiebungsfunktionen möglich. Die an verschiedenen Stellen des Geogitters gemessenen zyklischen Verschiebungszuwächse (Hystereseschleifen) können bei gleichen äußeren Spannungsrandbedingungen (Zugkraft im Geogitter und Auflast) zu den statischen Grundwerten addiert werden.

#### 2.4.3.3 Summarische Betrachtung (Verbundwerkstoff)

Die summarische Betrachtung eines bewehrten Bodenkörpers und die Beeinflussung der Bruchbedingung finden sich im deutschsprachigen Raum bei Schmidt (1988), Riße (1993) und Floss (1997), wobei sich die Einlage von Bewehrungen auf die Hauptspannungsverhältnisse auswirkt. Während Schmidt (1988) und Riße (1993) einen gleichbleibenden Reibungsanteil annehmen und eine Ersatzkohäsion einführen (Abb. 2.56), sieht Floss (1997) eine Verschiebung des Grenzzustandes infolge einer zunehmenden Horizontalspannung. Die Erhöhung des Schubwiderstandes ergibt sich durch Relativverschiebungen zwischen Boden und Bewehrung und damit eine Zugspannungsaufnahme, die von dem Verbund Boden/Bewehrung und der Dehnsteifigkeit der Bewehrung direkt abhängig ist. Bei der Darstellung in Abb. 2.57 ergibt sich für den Fall des Kräftegleichgewichtes, dass die Parameter der Scherfestigkeit des Bodens im bewehrten Fall geringer ausfallen als im unbewehrten Fall. Eine Nutzung in Berechnungsmodellen ist damit nur bedingt möglich.

Von Ruiken & Ziegler (2009) und Ruiken (2010) wurden auf Anregung des Verfassers im Rahmen der grundlegenden Aufgabenstellung dieser Arbeit (Vollmert, 2004) umfangreiche Versuchsreihen an großformatigen Triaxialversuchen ausgeführt. Untersucht wurde der Einfluss der Lagerungsdichte, der Anzahl der Bewehrungslagen und der Art der Bewehrung (biaxial, hexagonal, gelegt, gewirkt, verstreckt). Um Skalierungseffekte zu vermeiden, wurden Abmessungen der Versuchskörper von 1,1 m Höhe und 0,5 m Durchmesser gewählt, Abb. 2.58. Hierdurch wurde der Einsatz marktüblicher Produkte und im Straßenbau eingesetzter Schottergemische möglich. Auszüge der Ergebnisse wurden von Ruiken (2013) dargestellt und bewertet.

Der Einfluss des Lagenabstandes, der eine signifikante Veränderung der Ergebnisse ergibt, wird nachfolgend nicht weiter verfolgt. Gewählt und betrachtet werden ausschließlich Lagenabstände von rd. 0,3m, wie sie im Straßenbau aufgrund der Einbau- und Verdichtungsstärke mineralischer Schüttlagen für bewehrte und unbewehrte Tragschichten üblich sind. Bei einer Probenhöhe von 1,1 m entspricht diese Randbedingung einer dreilagigen Bewehrungsanordnung mit einem Lagenabstand zwischen den Bewehrungslagen und einem Abstand der oberen und unteren Bewehrungslage von 0,275 m zu der steifen Boden- bzw. Kopfplatte.

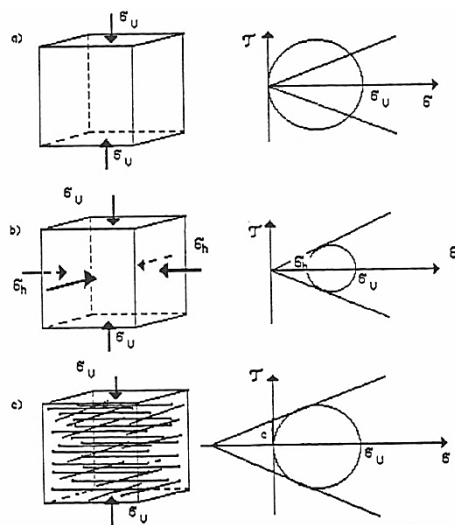


Abb. 2.56: Wirkung der Bewehrungslagen als Ersatzkohäsion (Riße, 1993)

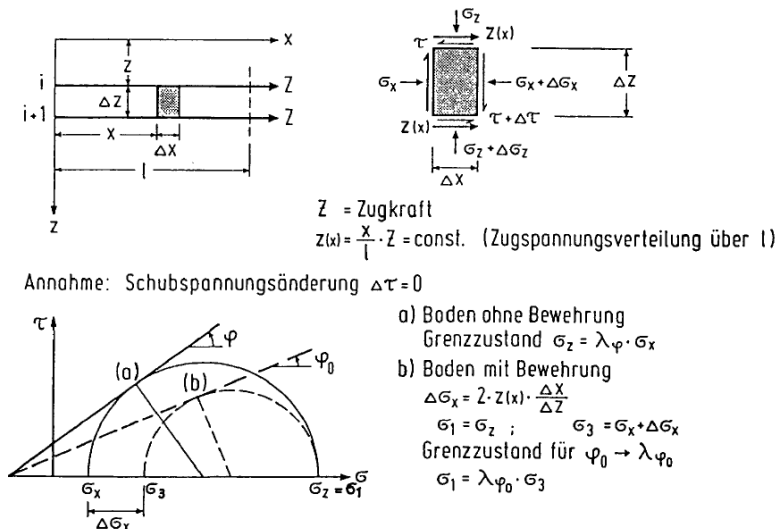


Abb. 2.57: Überführung der Bruchbedingung ohne Bewehrung (a) in einen günstigeren Zustand durch Schubspannungseintrag infolge Bewehrung (b) (Floss, 1997)

Untersucht werden damit die Materialeigenschaften einer normal zur Bewehrungsebene beanspruchten, mehrfach bewehrten Schottertragschicht. Im Gegensatz zu Systemversuchen mit weichem Untergrund wird hier ausschließlich das Materialverhalten des Verbundwerkstoffs im Einflussbereich der Lasteintragung untersucht. Einflüsse aus mit großen versuchstechnischen Streuungen belegten Variablen wie Untergrundtragfähigkeit und Porenwasserdrücken werden in dieser Versuchsanordnung ausgeschlossen.

Die Probengröße erlaubte den Einsatz eines gebrochenen Tragschichtmaterials 0/45 mm mit weit gestufter Kornverteilung (GW nach DIN 18196), die näherungsweise dem theoretischen Verlauf einer FULLER-Kurve entspricht. Der Einbau erfolgte mit einer Lagerungsdichte von  $D_{Pr} = 95\%$  bzw.  $100\%$ .

In Abb. 2.59 sind die Hauptspannungsverhältnisse für unterschiedliche Seitendruckspannungen  $\sigma_3$  (Zelldruck) für unbewehrte und dreilagig bewehrte Probenkörper aufgetragen. Für die unbewehrten Probenkörper ergibt sich ein nahezu gleichbleibendes Hauptspannungsverhältnis, d.h. die aufnehmbare Vertikalspannung wächst für die unbewehrten Proben linear mit einem zunehmenden Seitendruck an. Im Gegensatz dazu ergeben sich für die bewehrten Probenkörper zunächst signifikant höhere aufnehmbare vertikale Hauptspannungen  $\sigma_1$  als für die unbewehrten Proben. Für die bewehrten Proben wird dabei erkennbar, dass bei geringen Zelldrücken  $\sigma_3$  ein deutlich höheres Hauptspannungsverhältnis zu verzeichnen ist als bei höheren Zelldrücken. Die absoluten aufnehmbaren Vertikalspannungen steigen damit zwar mit zunehmendem Zelldruck an, der Bewehrungseffekt fällt allerdings bei geringen Seitendrücken um ein Vielfaches höher aus.

Die absolute Zunahme der Scherfestigkeit im Bruchbereich ist in Abb. 2.60 angegeben. Für den Verbundkörper des geogitter-bewehrten Bodens zeigen sich hier die vorstehend beschriebenen Scherfestigkeitszuwächse und die Möglichkeit des Ansatzes einer Ersatzkohäsion bei höheren Seitendrücken bzw. eines erhöhten Ersatzreibungswinkels bei kleinen Seitendrücken (vgl. Abb. 2.65).

Ruiken (2013) beschreibt die Reduzierung der horizontalen Verformungen in der Bewehrungsebene unter der monotonen statischen Belastung der bewehrten Triaxialversuche. Die in den Probenkörpern mittels DMS (vgl. Kap. 3.3) verzeichneten Dehnungen der Bewehrung sind in Abhängigkeit der vertikalen Stauchung der Probenkörper ( $\varepsilon_1 = 1\%$  und  $\varepsilon_1 = 2\%$ ) für Stauchungen, die im Gebrauchslastbereich von Konstruktionen realistisch sind, graphisch dargestellt (Abb. 2.61). Je nach Ausbildung und Lage der Scherfuge im Probenkörper können lokal geringfügig Dehnungsspitzen gemessen werden. Im Mittel nehmen die Dehnungen zum Probenrand hin auf Null ab. Die maximalen Dehnungen liegen bei rd.  $0,75\%$  bei bis zu  $2\%$  einaxialer Stauchung.

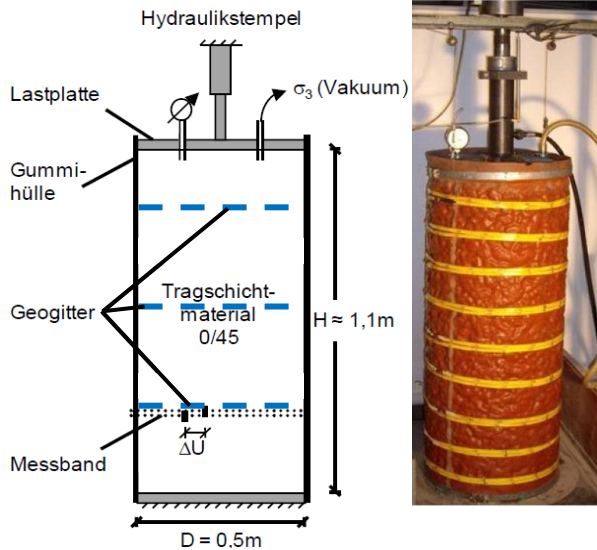


Abb. 2.58: Prinzipskizze und Foto des Versuchsstandes (Ruiken, 2010)

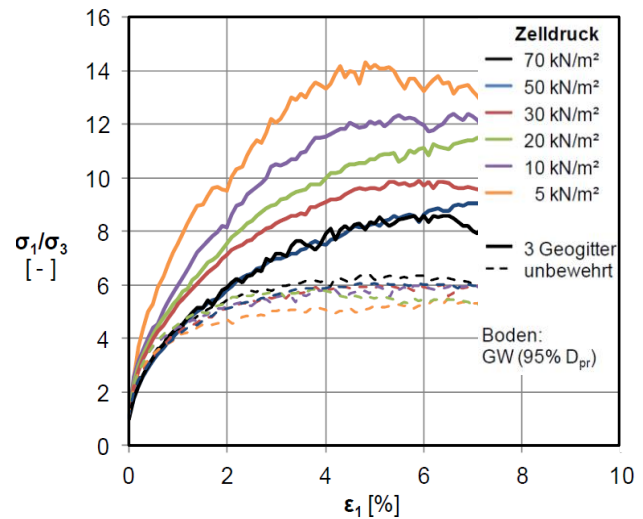


Abb. 2.59: Normierte Spannungs-Dehnungskurven von unbewehrten und bewehrten Proben (Secugrid 30/30 Q1) (Ruiken, 2013)

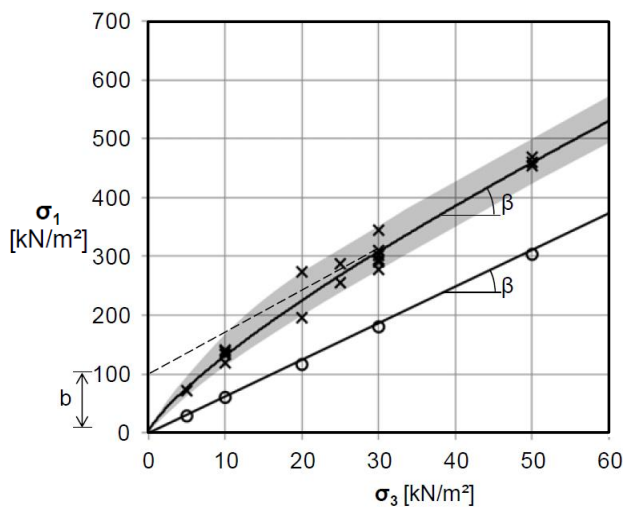


Abb. 2.60: Entwicklung der vom dreifach bewehrten Probenkörper (Secugrid 30/30 Q1) aufnehmbaren maximalen Druckspannungen im Vergleich zum unbewehrten Probenkörper (Ruiken, 2013)

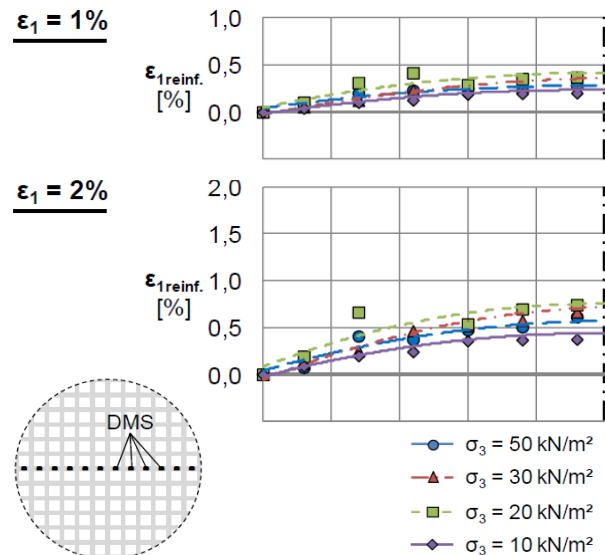


Abb. 2.61: Dehnungsverteilung über den Probenquerschnitt (linke Probenhälfte) der mittleren Bewehrungslage für eine einaxiale Stauchung von  $\varepsilon_1 = 1\%$  und  $\varepsilon_1 = 2\%$  (Secugrid 30/30 Q6) (Ruiken, 2013)

Im Rahmen der systematischen Untersuchungen wurde für einige der in Kap. 3.1 beschriebenen Geogitter u.a. der Einfluss der Produktstruktur untersucht. Abb. 2.62 zeigt in der Gegenüberstellung des Spannungs-Stauchungs-Verhaltens den Einfluss der Produktstruktur am Beispiel extrudierter Geogitter mit hexagonaler bzw. biaxialer Ausrichtung der Stabelemente (vgl. Abb. 2.36). Das Verhältnis der aufnehmbaren Vertikalspannung bei sonst identischen

Bedingungen (Zelldruck, Boden, Anzahl der Bewehrungslagen  $n$ ) entspricht dem Verhältnis der radialen Dehnsteifigkeit (Radialsteifigkeit) der eingesetzten Produkte entsprechend Abb. 2.42.

Die Anordnung der Stabelemente zeigt keine zusätzlichen Effekte. Zu beachten ist hierbei, dass die Versuchsanordnung mit kreisrunder Probenform und zentrischer Lasteinleitung auf eine hexagonale Produktstruktur ausgerichtet ist. Soweit systematische Unterschiede zu erwarten wären, müssten sie sich hier ausgeprägt darstellen.

Der Einfluss der Radialsteifigkeit ergibt sich ebenfalls in der Bewertung der Unterschiede von Produkten mit biaxialer Ausrichtung. Abb. 2.63 zeigt eine Gegenüberstellung dreier biaxialer Produkte mit einer Nennfestigkeit von rd. 30 kN/m, aber unterschiedlicher Verarbeitung, Rohstoffe und Radialsteifigkeit. Auch hier entspricht das Verhältnis der aufnehmbaren Vertikalspannung etwa dem der Radialsteifigkeit entsprechend Abb. 2.42. Im Vergleich der Produkte, die aus Filamenten hergestellt wurden (biaxiales Geogitter D30 und biaxiales Geogitter H35), zeigt der Rohstoff Polyester ab 1% Stauchung ein geringfügig günstigeres Verhalten als der Rohstoff Polypropylen, allerdings liegen die hier nicht dargestellten Bruchwerte auf nahezu dem gleichen Niveau.

Im direkten Vergleich der Produkte biaxiales Geogitter SS 30 (Abb. 2.62) und biaxiales Geogitter 30 Q1 (Abb. 2.63) zeichnet sich ein nahezu identischer Verlauf ab, auch die Bruchwerte sind nahezu identisch. Da der Probendurchmesser stark begrenzt bleibt, relativiert sich der Unterschied höherer Radialsteifigkeiten (vgl. Abb. 2.42) in dieser Versuchsserie offensichtlich, da die Fläche (bzw. Verankerungslänge), die zur Übertragung von Schubkräften zur Verfügung steht, durch die Probengröße begrenzt bleibt.

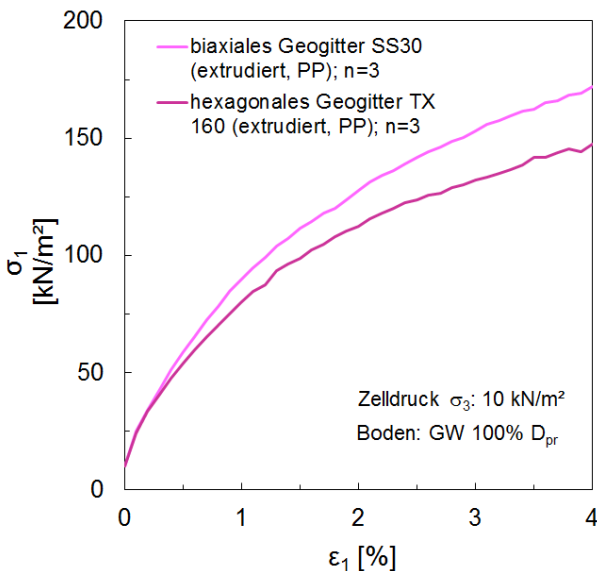


Abb. 2.62: Einfluss der Produktstruktur (biaxial/hexagonal) bei sonst gleichen Randbedingungen bei bis zu 4 % einaxialer Stauchung (Ruiken, 2010)

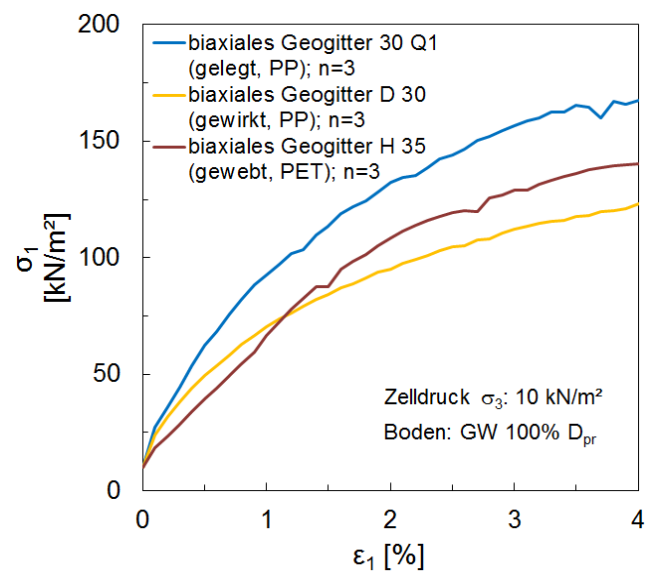


Abb. 2.63: Einfluss der Produktstruktur (Produktionstechnik/Rohstoff) bei sonst gleichen Randbedingungen bei bis zu 4 % einaxialer Stauchung (Ruiken, 2010)

In den statischen Versuchen zeigten zyklische Wiederholungen der Beanspruchung (5 End- und Wiederbelastungen bei  $\sigma_3 = 30 \text{ kN/m}^2$ ) praktisch keinen Einfluss der Bewehrung auf den Wiederbelastungsmodul im Vergleich einer bewehrten zur unbewehrten Probe. Allerdings liegt das Lastniveau entsprechend höher. Das elastische Materialverhalten scheint bei wenigen Lastwechseln vorwiegend durch die Eigensteifigkeit des Tragschichtmaterials bestimmt zu werden; inwieweit dieser Zusammenhang zutreffend ist, konnte mit der beschriebenen Versuchsanordnung wegen der fehlenden zyklischen Belastungseinrichtung nicht geklärt werden.

Aus den Untersuchungen leiten Ruiken & Ziegler (2009) aus den ermittelten Spannungspfaden die Veränderung der Hauptspannungsverhältnisse infolge einer zusätzlichen Horizontalspannungskomponente ab (Abb. 2.64). Der Zuwachs der Scherfestigkeit fällt bei größerem Seitendruck  $\sigma_3$  geringer aus und ist schließlich vernachlässigbar, sodass sich in Anlehnung an Hausmann & Lee (1976) bilinear approximierbare Ersatzparameter für den Verbundbaustoff unter Einhaltung der Randbedingung  $c = 0$  bei  $\sigma_1 = \sigma_3 = 0$  (Abb. 2.65) ergeben, die in Berechnungen bei ähnlichen Spannungszuständen eingeführt werden könnten.

Bussert (2006) untersucht das Verbundverhalten und die Interaktion von Geogittern mit Boden in einem Biaxialversuchsstand. Er stellt dabei fest, dass bei einem ausreichenden Verbund Bodenumlagerungen verhindert werden und die Spannungsaufnahmefähigkeit bei gleichbleibenden Verformungen signifikant erhöht wird. Im Gebrauchslastbereich findet er keine Abhängigkeit der aufnehmbaren Spannungen vom Maximalwert der Zugfestigkeit der eingesetzten Produkte, vielmehr ist ein geringer Lagenabstand der Bewehrungslagen anzustreben, um ein verändertes Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Verbundwerkstoffes zu erreichen.

Zur systematischen Identifizierung von Verbundmechanismen zwischen Bewehrung und Boden und zur Beschreibung des Verbundwerkstoffes können numerische Methoden genutzt werden. Insbesondere die Distinct-Element-Methode unter Verwendung von diskontinuierlichen Materialgesetzen erlaubt durch die explizite Abbildung von Kornstrukturen die Abbildung von Verbundeffekten. Konietzky (2006) und Stahl (2011) zeigen die Verspannung von Gitterstrukturen am Beispiel eines extrudierten Geogitters mit einem Korngerüst nach partieller Entlastung (Abb. 2.66).



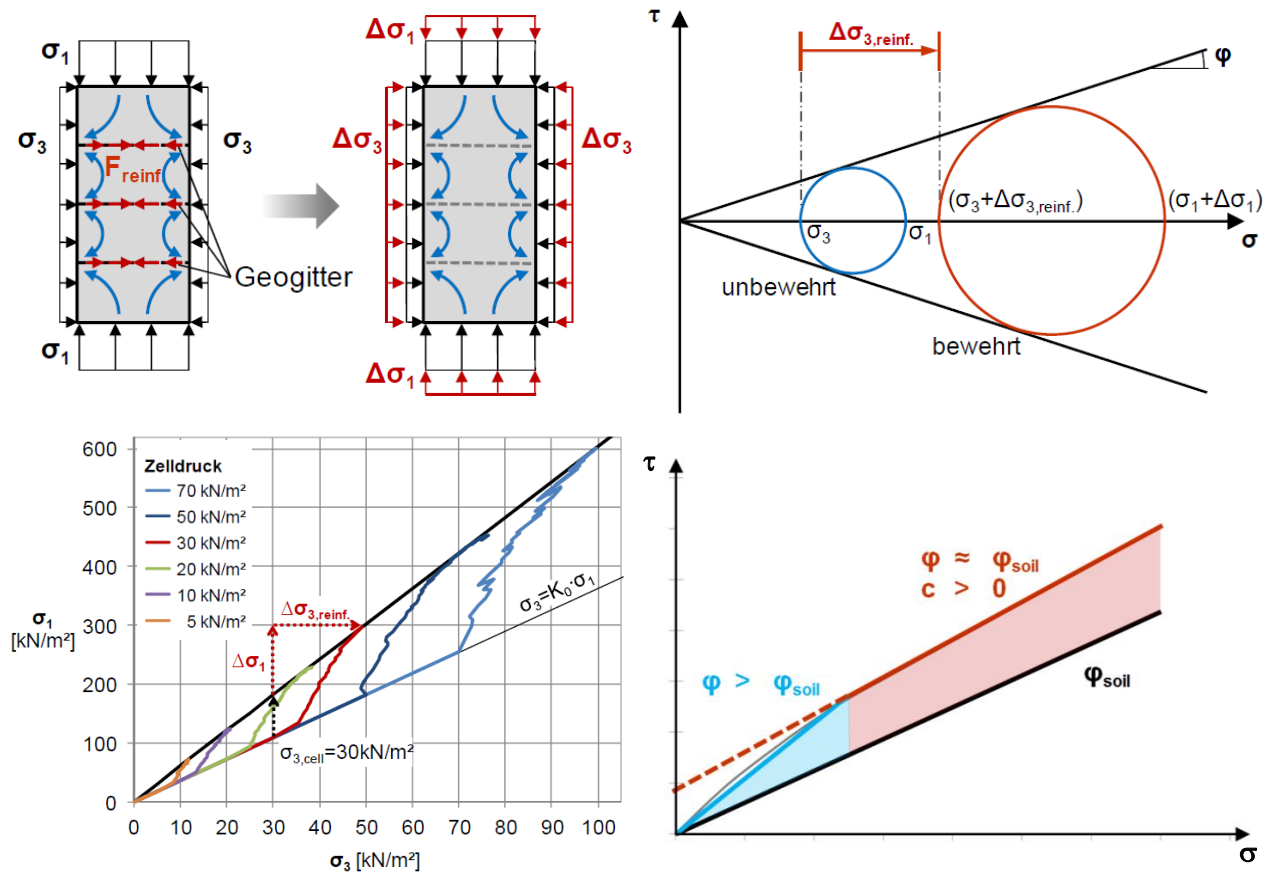


Abb. 2.64: Verlauf der Spannungspfade eines mit gelegten Geogittern (PP) bewehrten Bodens im Triaxialversuch (Ruiken & Ziegler, 2009)

Abb. 2.65: Mohr'sche Spannungskreise für unbewehrten und bewehrten Boden und bilineare Grenzzustandsbeziehungen des Verbundbaustoffs (Ruiken & Ziegler, 2009)

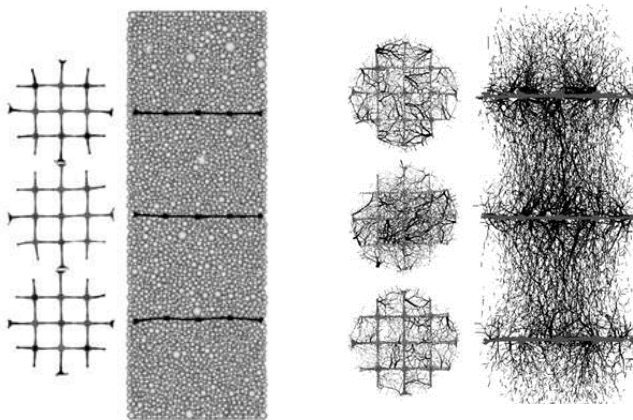


Abb. 2.66: Modellaufbau und Verteilungen der Kontaktspannungen einer dreilagig bewehrten Triaxialprobe nach partieller Entlastung (Konietzky, 2006)

#### 2.4.3.4 Scherzonenbildung im biaxialen Spannungszustand

Für das Verständnis des Einflusses einer Bewehrung, insbesondere von Geogittern, ist die Betrachtung der Scherfugenentwicklung im Boden wesentlich. Die progressive Bildung einer Bruchfuge in nichtbindigen Böden ist charakterisiert durch die Bildung einer Scherfugenwurzel und das Fortschreiten dieser in dem teilplastifizierten Medium. Der mobilisierte Reibungswinkel fällt entlang einer solchen Scherfugenwurzel durch die Zunahme der Dehnung von einem Maximalwert  $\varphi_p$  an der Scherfugenwurzel auf einen residuellen Wert  $\varphi_r$  (Vardoulakis, 1977). Die maximale Scherspannung  $\tau_f$  wirkt also bei Erreichen des Bruchzustandes im Regelfall nicht gleichmäßig über die Länge der Scherfugenfläche (ASTM D 3080-90). Bereits weit vor dem Erreichen der maximalen Scherfestigkeit im Bereich der Scherfugenwurzel ist der Bereich des Scherbandes durch eine Zunahme der intergranularen Dehnung gekennzeichnet, die sich aus einer Relativverschiebung der Scherbandufer zueinander und daraus folgenden Dilatanzeffekten und/oder aus Dehnungen normal zur Scherbandfuge ergeben kann. Die Verschiebungen führen dabei zu einer Erhöhung der Kontaktkräfte zwischen den Einzelkörnern. Die Mächtigkeit der Scherfuge wird, bezogen auf  $d_{50}$  eines Sandes, mit  $d_{\text{Scherfuge}} = 5 \div 10 \cdot d_{50}$  angegeben (Scarpelli & Wood, 1982). Von Wernick (1978) wurde durch Variation der Probenhöhe und Messung der Gesamthebung der Probe eine Scherfugendicke von  $d_{\text{Scherfuge}} = 15 \cdot d_{50}$  ermittelt; Ergebnisse von Roscoe et al. (1967) ( $d_{\text{Scherfuge}} = 10 \div 20 \cdot d_{50}$ ) und Vardoulakis (1977) ( $d_{\text{Scherfuge}} = 10 \div 15 \cdot d_{50}$ ) bestätigen diese Größenordnung für Sand (Vollmert, 1997). Die korrespondierenden Scherbänder können deutlich größere Ausmaße annehmen und sind stark von den Randbedingungen, die zur Scherzonenbildung führen, abhängig.

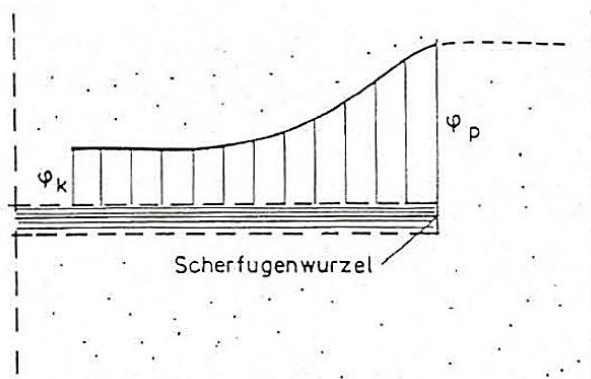


Abb. 2.67:  
Scherfugenwurzel und  
Verlauf des mobilisierten  
Reibungswinkels  
(Vardoulakis, 1977)

Eine intensive Auseinandersetzung mit der Entwicklung von Scherfugen in einem einfach und mehrfach bewehrten Bodenkörper im biaxialen Spannungszustand findet sich bei Ruiken (2013). Anhand von biaxialen Druckversuchen im ebenen Verformungszustand untersucht der Autor den Einfluss der Dehnsteifigkeit und verschiedener Bewehrungsanordnungen bzw. Lagenabstände unter Nutzung gelegter Geogitter gleicher Geometrie, aber unterschiedlicher Dehnsteifigkeiten. Dabei konnte, *gegenüber wenigen einzelnen Scherfugen im unbewehrten Boden, im bewehrten Boden die sukzessive Entstehung von zahlreichen Scherfugen beobachtet werden. Der Grund*

*hierfür ist, dass eine Scherfuge, die sich im Boden entwickelt, irgendwann auf die Bewehrungslage stößt und entsprechend der damit einhergehenden Verformung zu einer lokalen Aktivierung des Geogitters führt. Diese Scherfuge stellt somit nicht länger den Bereich des geringsten Widerstands dar, sodass in der Nachbarschaft eine neue Scherfuge entsteht, bis auch hier das Geogitter dafür sorgt, dass der Widerstand wiederum größer als an einer anderen Stelle ist. Hierdurch entsteht die beobachtete Vielzahl an Scherfugen und damit einhergehend die Aktivierung der Geogitter über einen größeren Bereich (Ruiken, 2013).*

Aus den Untersuchungen von Ruiken (2013) kann damit geschlossen werden, dass die Bewehrung eine Umlagerung der Kräfte und Aktivierung eines größeren Gitterabschnitts bewirkt, sodass die tatsächlich auf die Bewehrung wirkenden Kräfte im Vorbruchbereich begrenzt bleiben. Im Bruchzustand treten hingegen je nach Modellrandbedingung ausgeprägte Scherfugen und Kräfte wie im vereinfachten konventionellen Modell (Kap. 2.4.3.1) auf mit dem Unterschied, dass das bereits im Vorbruchbereich entwickelte Scherband signifikant breiter ist und damit auch größere Dilatanzeffekte wirken. Der Bruchzustand wird damit verzögert und die Bewehrung in die Bruchfuge teilweise eingelenkt (und damit eine unmittelbare Scherbeanspruchung auf die Bewehrung vermieden). Damit werden wiederum größere Kräfte aufnehmbar als bei konventioneller Betrachtung ermittelt. Der Zuwachs an Tragfähigkeit gegenüber dem konventionellen Modell ist dabei allerdings im Grenzzustand der Tragfähigkeit nur dann gegeben, wenn die Umlagerung und Verzweigung der Scherbänder durch die Bewehrungsstruktur und das Zusammenspiel mit dem Boden sichergestellt wird.

In der Auswertung der mit der Particle-Image-Methode (PIV) aufgenommenen Versuche kann in bestimmten Versuchszuständen der unmittelbare Einfluss der hier verwendeten gelegten Geogitterstruktur mit einem Querstababstand von 0,04 m erkannt werden. Abb. 2.68 zeigt anhand eines Detailausschnitts des Versuchsstandes Partikelrotationen und die korrespondierenden horizontalen Partikelverschiebungen einer breit verteilten Zone erhöhter Verformungen zum Zeitpunkt der maximalen Druckspannung. Die Größe der Scherfugenverzweigung hängt dabei maßgeblich vom Anteil der Querelemente ab (Abb. 2.69).

Jacobs (2015a) stellt bei einer gezielten Auswertung fest, dass die Scherfugen beim Einlegen von Bewehrungsstreifen ohne Querelemente wie im unbewehrten Fall sehr gerade verlaufen. Werden zusätzlich Querstäbe auf die Bewehrung aufgebracht, stellt sich ein gekrümmter Verlauf bzw. abschnittsweiser Versatz der Scherfugen ein, wie in Abb. 2.68 und Abb. 2.70 ansatzweise erkennbar. Abb. 2.69 zeigt allerdings die Scherfugenentwicklung bei gleicher Probenstauchung und damit sehr unterschiedlichem Spannungszustand. Für die Probe mit größerem Querstabanteil wirkt eine sehr viel höhere Restspannung.

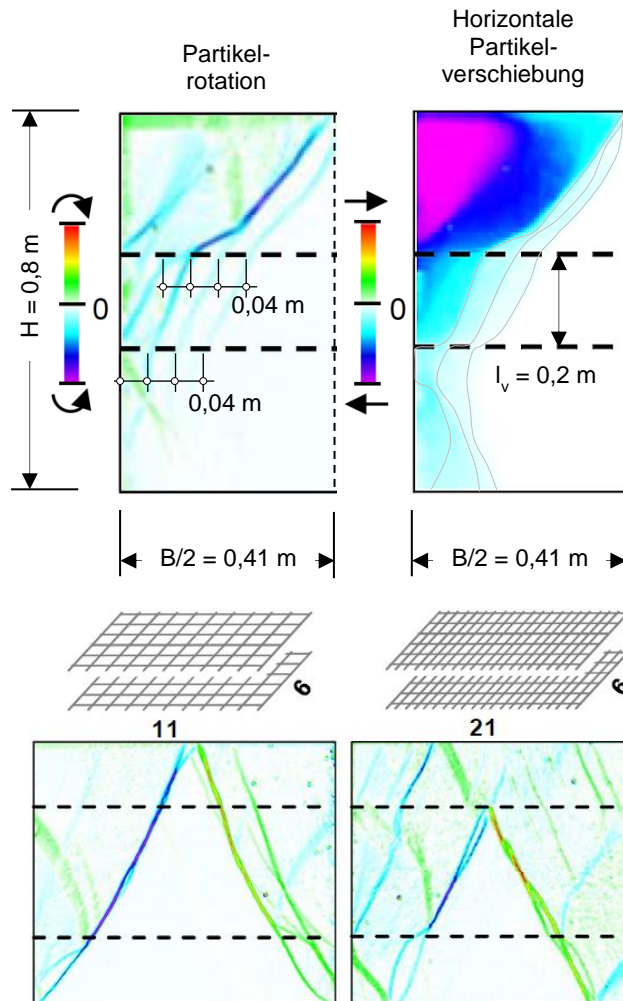


Abb. 2.68: Partikelrotationen in einem zweifach bewehrten Bodenkörper,  $\sigma_{1,\max} \approx 240 \text{ kN/m}^2$ ,  $\sigma_3 \approx 10 \text{ kN/m}^2$ ,  $J_{2\%} = 1150 \text{ kN/m}$ , nach Ruiken (2013), modifiziert

Abb. 2.69: Verteilung von Scherzonen in Abhängigkeit der Querstabanteile bei gleicher einaxialer Stauchung der Proben  $\varepsilon_1$  im Nachbruchbereich (Jacobs et al., 2013)

Im Rahmen der Diskussion der Scherfugenentwicklung im Vorbruchbereich wurden von Jacobs (2015b) für diese Arbeit gezielt Auswertungen vor Erreichen der maximalen Bruchspannung gefahren. Abb. 2.70 zeigt für eine zweifach bewehrte Biaxialprobe die Partikelrotationen bei identischer Auflastspannung sowie den zugehörigen Spannungs-Stauchungs-Verlauf der beiden Proben. Die Bewehrungen weisen dabei gleiche Dehnsteifigkeiten auf. Deutlich erkennbar ist die starke Verzögerung der einaxialen Stauchung und Partikelverschiebungen in der Probe mit Querelementen (rechts) gegenüber der Probe ohne Querelemente (links). Da sich die letztgenannte Probe zum ausgewerteten Zeitpunkt des Versuches im Übergang zwischen Bruch- und Residualfestigkeit befindet, sind die Scherfugen bereits nahezu voll ausgebildet, die Probe hat aufgrund der geringeren Festigkeit zudem bereits eine größere Stauchung erfahren.

Eine weitere Verzögerung der Scherfugenentwicklung ergibt sich bei sonst gleichen Randbedingungen durch eine Vergrößerung der Dehnsteifigkeit (Abb. 2.71). In beiden Fällen (Abb. 2.70, Abb. 2.71) geht die Verzögerung der Scherfugenentwicklung mit einer Versteifung der Proben, erkennbar durch den stärkeren Anstieg der Spannungen bzw. geringere Stauchungen bei kleinen Dehnungen, einher.

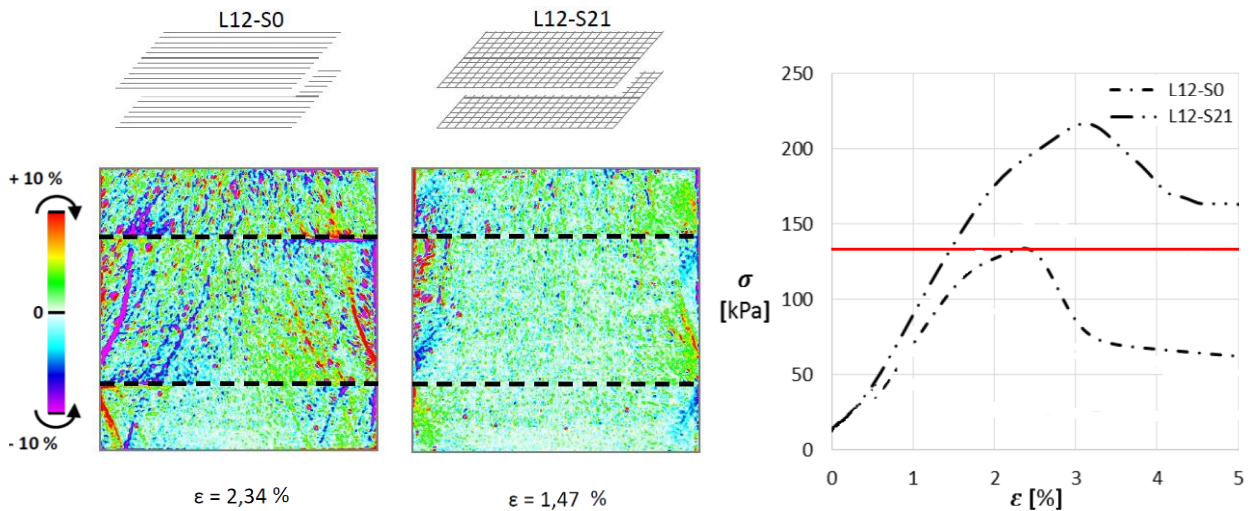


Abb. 2.70: Scherfugenentwicklung in einer zweifach bewehrten Biaxialprobe mit und ohne Querstäben bei identischer Auflastspannung ( $\sigma_1 = 134 \text{ kN/m}^2$ ) und Dehnsteifigkeit (Jacobs, 2015b)

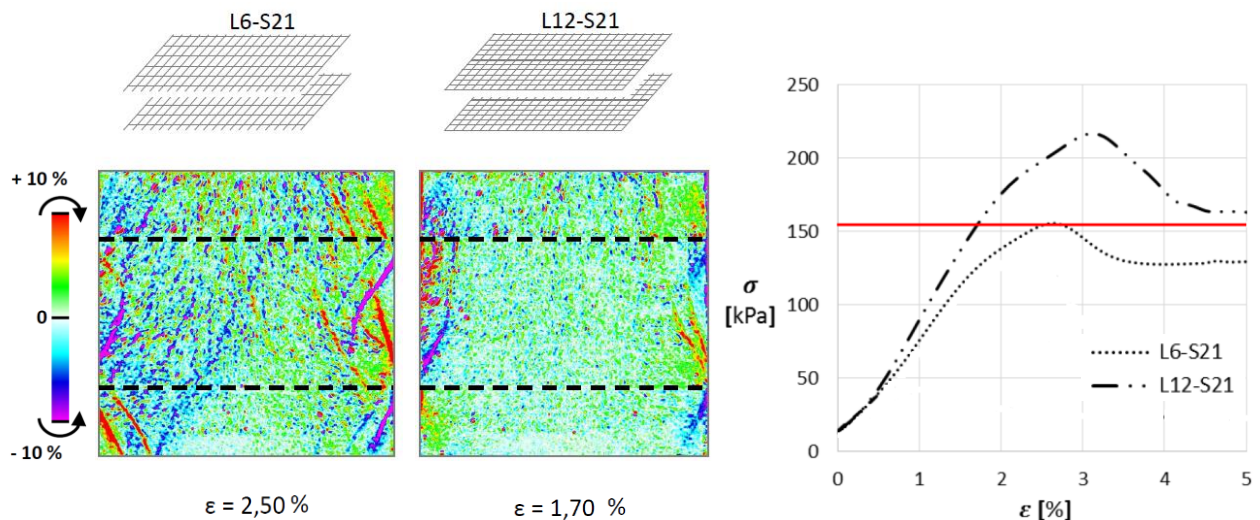


Abb. 2.71: Scherfugenentwicklung in einer zweifach bewehrten Biaxialprobe bei unterschiedlicher Dehnsteifigkeit und einheitlicher Auflastspannung ( $\sigma_1 = 154 \text{ kN/m}^2$ ) (Jacobs, 2015b)

In den untersuchten bewehrten Proben wird die Ausbildung diskreter Scherfugen in der Probenmitte erst bei rd. 90 % der Bruchspannung erkennbar. Scherzonen, die sich bereits kurz nach dem Aufbringen der Beanspruchung ausbilden, bleiben auf den Randbereich zwischen den Bewehrungslagen begrenzt. Unbewehrte Proben zeigen demgegenüber bereits bei rd. 50 % der Bruchspannung ausgeprägte Scherzonen auch im Probeninnern.

Die im Bruchzustand erkennbare Scherzonenstruktur bleibt auch bei weiterer Steigerung der Verformung erhalten, d.h. der Verformungszuwachs konzentriert sich weiter auf die bereits ausgebildeten Scherzonen (Abb. 2.72). Im direkten Vergleich der unbewehrten Probe und der



Probe L12-S0 mit vergleichbarer Struktur der Primärscherfugen fällt die Residualspannung aber trotzdem höher aus, d.h. die Scherfugen werden auch im Nachbruchbereich „verdübelt“.

Abb. 2.72 verdeutlicht für eine von Abb. 2.69 abweichende Versuchskonstellation nochmals den Einfluss der Querelemente. In der Probe L12-S21 wird, ausgehend von einer hohen Dehnsteifigkeit der Längselemente (L12), durch die zusätzliche Anordnung von Querlementen eine starke Auflösung der Primärscherfugen und damit eine überproportionale Steigerung der aufnehmbaren Bruchlast erreicht. Der Abstand der Querelemente weist also offensichtlich neben dem in Kap. 2.4.3.2 diskutierten Mindestabstand ( $l_w \geq 3,0 \cdot d_{50}$ ) auch eine obere Grenze im Verhältnis zu z.B. dem Korndurchmesser  $d_{50}$  auf. Aus der vorstehenden Diskussion der Scherfugenbreite und den Ergebnissen von Jacobs et al. (2013) erwartet der Verfasser eine sinnvolle Obergrenze bei rd.  $5 \div 20 \cdot d_{50}$ . Bei Grenzwerten darüber hinaus weisen auch die Ergebnisse von Jewell et al. (1984) auf einen abnehmenden Verbund zum Boden hin.

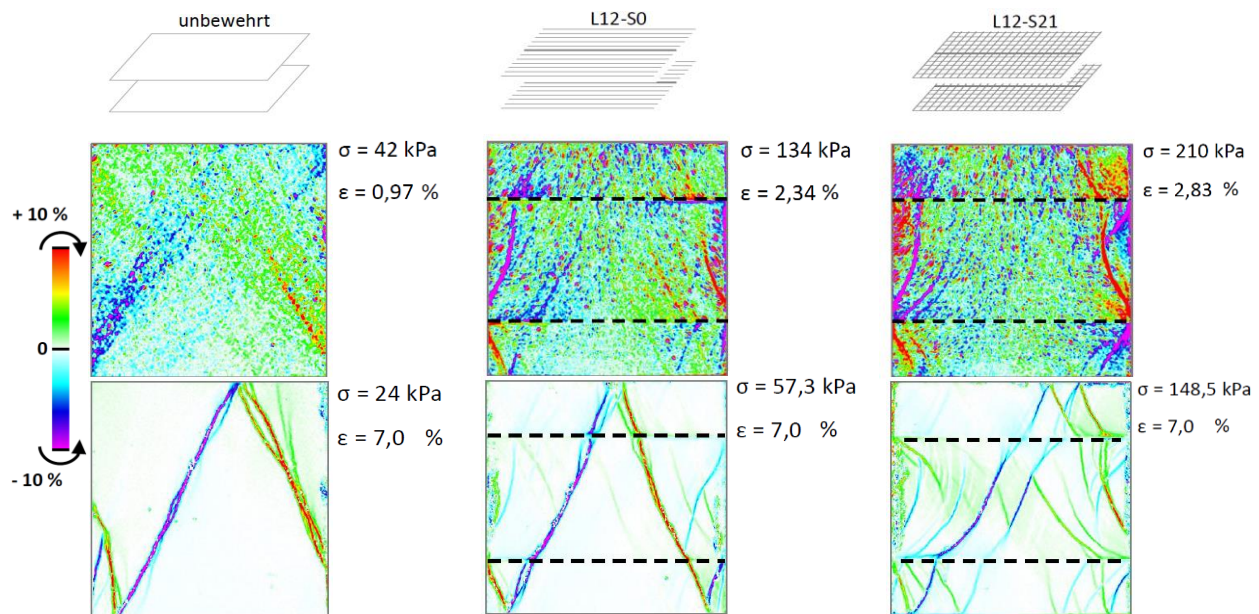


Abb. 2.72: Gegenüberstellung der Scherfugenentwicklung zum Zeitpunkt der jeweiligen Bruchspannung und Probenstauchung  $\epsilon$  (oben) und der Residualspannung bei  $\epsilon = 7,0\%$  (unten) bei unterschiedlichem Bewehrungsgrad (unbewehrt; nur mit Längsstäben bewehrt; mit Längs- und Querstäben bewehrt) (Jacobs, 2015b)

Jacobs et al. (2012) und Ruiken (2013) finden neben dem Einfluss der Bewehrungsanordnung und des Lagenabstandes weiter einen direkt proportionalen Zusammenhang zwischen der verwendeten Dehnsteifigkeit der eingesetzten gelegten Geogitter, der Zunahme der aufnehmbaren Druckspannung der Probe (Abb. 2.73) und damit der aktivierten Zugkraft in der Bewehrung beziehungsweise dem zusätzlichen Stützdruck  $\sigma_3$  durch die Bewehrung (Confining Effect). Aus Abb. 2.73 ist weiter zu erkennen, dass eine weitere Steigerung der Dehnsteifigkeit der Bewehrung nicht zu einem linearen Anstieg der Tragfähigkeit führt. In den hier verwendeten Modellabmessungen ist allerdings die Länge der Verankerung begrenzt. Tendenziell ist daher zu

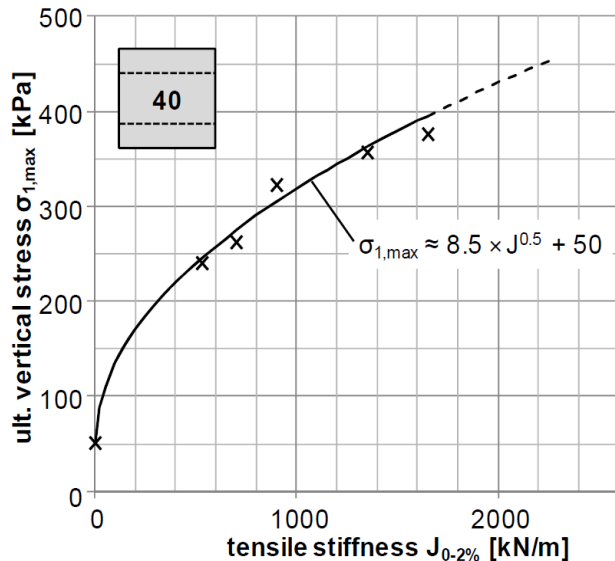


Abb. 2.73: Einfluss der Dehnsteifigkeit  $J_{2\%}$  der verwendeten gelegten Geogitter auf die Bruchfestigkeit der geogitterbewehrten Probekörper (Jacobs et al., 2012)

erwarten, dass es je nach Modellgeometrie und Randbedingungen eine sinnvolle Obergrenze der Dehnsteifigkeit gibt.

Ruiken (2013) folgert aus den Untersuchungen abschließend, dass sich *grundsätzlich eine enorme Erhöhung der Tragfähigkeit durch die verwendeten Geogitter* zeigt und die gefundenen Zusammenhänge mit sehr guter Näherung mit den Überlegungen zum Confining Effect Concept übereinstimmen. Weiter schließt er, dass *die Dehnsteifigkeit von Geogittern nicht nur für die Gebrauchstauglichkeit von Bedeutung ist, sondern vermutlich wegen der Verformungskompatibilität auch eine maßgebliche Rolle für den Grenzzustand der Tragfähigkeit spielt.*

Die aus den im Versuch bei kleinen Stauchungen von  $\varepsilon_1 = 1,5\%$  gemessenen Dehnungen der Geogitter und die aus den Dehnsteifigkeiten der Geogitter rückgerechneten Zugspannungen werden je nach eingesetzter Dehnsteifigkeit zu einem zusätzlichen Stützdruck von  $\Delta\sigma_3 \approx 30 \div 40 \text{ kN/m}^2$  angegeben. Aus den Werten von Ruiken (2013) für die untersuchten Dehnsteifigkeiten von  $J = 700 \text{ kN/m}$  und  $J = 1350 \text{ kN/m}$  ergeben sich fast identische Verhältnisse der zusätzlich aufnehmbaren Druckspannung  $\Delta\sigma_{1,\varepsilon=1,5\%}$  ( $127,9 \text{ kN/m}^2$  und  $168,7 \text{ kN/m}^2$ ) zum aktivierten Stützdruck  $\Delta\sigma_{3,\varepsilon=1,5\%}$  ( $\approx 30 \text{ kN/m}^2$  und  $\approx 40 \text{ kN/m}^2$ ) von  $\Delta\sigma_{1,\varepsilon=1,5\%} / \Delta\sigma_{3,\varepsilon=1,5\%} \approx 4,24$ .

Eine normalspannungs- und zugkraftunabhängige Tragfähigkeitserhöhung kann nicht festgestellt werden. *Eine nicht verformungswirksame Tragfähigkeitserhöhung durch Bodenverspannung durch Interlocking-Effekte kann hier* [in dieser Versuchskonfiguration unter Verwendung von Sand; Anm. d. Verf.] *daher nahezu ausgeschlossen werden* (Ruiken, 2013).

Aufgrund der Untersuchungen kann allerdings *nicht* ausgeschlossen werden, dass infolge einer Verspannung von Kornfraktionen in den Gitteröffnungen infolge von Vorverformungen aus zyklischen Lasten, wie z.B. von Konietzky (2006), Bussert (2009) und Lackner et al. (2014) bei Teilentlastung beobachtet, prinzipiell auch Vorspannungen im System auftreten können. Zu beachten ist aus Sicht des Verfassers und von Ruiken (2013) dabei allerdings das ausgeprägt

zeitabhängige Kriechverhalten von Polypropylen, infolge dessen große Teile der Vorspannungen zeitabhängig verloren gehen können.

In der numerischen Nachrechnung der Versuche mit unterschiedlichen Stoffmodellen (Mohr-Coulomb, Hardening-Soil) stellt Ruiken (2013) fest, dass *mit der vergleichsweise geringen Bewehrungsaktivierung im Laborversuch tatsächlich eine größere Tragfähigkeitserhöhung als mit der numerischen Berechnung erreicht wird*. Um die gleichen Spannungszustände zu generieren, waren in der numerischen Modellierung rd. 50 % mehr Dehnung bzw. Zugkräfte in den Geogittern erforderlich als im Versuch. Zudem setzte der Bewehrungseffekt in der Modellierung deutlich später ein als im Versuch. Aufgrund der Erhöhung des vorherrschenden Spannungszustandes durch die Geogitteraktivierung sieht er bei der numerischen Modellierung von bewehrten Erdstoffen die spannungsabhängige Definition des Sekantenmoduls im Hardening Soil Modell als zielführend an.

#### 2.4.3.5 Untersuchungen an zyklisch beanspruchten Verbundkörpern

Perkins et al. (2004) führen an zyklisch belasteten Bodenproben in einem Triaxialversuchsstand mit den Abmessungen  $H = 600 \text{ mm}$  zu  $D = 300 \text{ mm}$  Reihenuntersuchungen zum Einfluss unterschiedlicher Bewehrungsmaterialien durch. Der Seitendruck wurde über die Versuchsdauer konstant gehalten und die Radialverformungen gemessen. Die Größe des Versuchsstandes erlaubte den Einsatz von Kornverteilungen 0/10 mm bis etwa 0/20 mm. Die Bewehrungsprodukte wiesen Öffnungsweiten bis zu  $40 \text{ mm} \times 40 \text{ mm}$  und Dehnsteifigkeiten von  $J_{2\%, (md+cmd)/2} = 220 \text{ kN/m} \div 447,5 \text{ kN/m}$  auf. Die Versuche wurden über Sequenzen verschiedener Hauptspannungen ( $\sigma_3/\sigma_1 = 20,7/10; 41,4/20; 68,9/34,5; 103,4/51,7; 137,9/68,9 \approx 2/1$  á  $N = 100$ ) gefahren und dann die zyklische Spannung  $\sigma_1$  verdoppelt. Die Auswertungen wurden bei Probenstauchungen von  $\varepsilon_1 = 1 \%$  und  $2 \%$  vorgenommen. Hierbei ist zu vermuten, dass die Proben aufgrund der festgelegten Zyklenzahlen je Sequenz nicht nur den in den Auswertungen angegebenen unterschiedlichen Zyklenzahlen, sondern auch unterschiedlichen Spannungsverhältnissen ausgesetzt waren. Eine Vergleichbarkeit der bewehrten Proben untereinander und gegenüber den unbewehrten Proben wird dadurch wiederum erschwert bzw. ist nur qualitativ möglich.

Die Autoren finden, dass die Einlage der Bewehrung weitgehend ohne Einfluss auf den elastischen Anteil der Probenverformung und damit den zyklischen Wiederbelastungsmodul bleibt (*resilient modulus*). Demgegenüber ergibt sich ein signifikanter Einfluss auf den plastischen Verformungsanteil (einaxiale Dehnung  $\varepsilon_1$ ). Je nach Versuchszyklus liegt die Verformungsreduktion in der Größenordnung Faktor 2 bis 8. Die Versuchsstreuung fällt relativ groß aus.

Die Ergebnisse decken sich qualitativ mit den Beobachtungen von Moghaddas-Nejad & Small (2003). Diese führen zyklische Versuche unter Nutzung von Sand und einem Splitt  $d_{10}/d_{60} = 2/4 \text{ mm}$  mit  $U = 2$  und einer Lage eines extrudierten, gestreckten biaxialen Geogitters mit



$l_{w,md/cmd} = 28 \text{ mm}/40 \text{ mm}$  (vgl. Richardson, 1998) und einer Dehnsteifigkeit von  $J_{2\%,\varnothing md/cmd} \approx 610 \text{ kN/m}$  (vgl. Beckmann & Prah, 1990) durch. Das Verhältnis Öffnungsweite zu  $d_{50}$  kann abgeschätzt werden zu  $l_{w,md} \approx 8 \cdot d_{50}$  bis  $l_{w,cmd} \approx 11,5 \cdot d_{50}$  und liegt damit weit über den Empfehlungen anderer Autoren, vgl. Kap. 2.4.3.2. Die Abmessungen erlauben bei einem Probendurchmesser von 0,2 m maximal die Anordnung von 6 bzw. 8 Querstreben. Auch hier findet sich eine signifikante Begrenzung der einaxialen Stauchung über alle Deviatorspannungen (Abb. 2.75), allerdings kein Einfluss auf den zyklischen Wiederbelastungsmodul (resilient modulus). Explizite Angaben zu den gefahrenen Spannungszyklen finden sich im Gegensatz zu Perkins et al. (2004) nicht.

Die Lagerungsdichte der bewehrten Proben fällt bei Perkins et al. (2004) geringer aus als die der unbewehrten Proben, eine Größenordnung wird nicht genannt. Diese Beobachtung wurde auch von Ziegler & Ruiken (2007) im Rahmen der Durchführung großer Triaxialversuche gemacht und im Laufe der Bearbeitung korrigiert, da die Versuche keine eindeutige Interpretation zuließen. In der abschließenden Bewertung und Darstellung zum Einfluss der Lagerungsdichte bei Ruiken (2013) wird der signifikante Einfluss deutlich. Die Daten von Perkins et al. (2004) erlauben vor diesem Hintergrund keine weitergehende Differenzierung z.B. von Produkteinflüssen oder der Dehnsteifigkeit der Bewehrung.

Die qualitativen Ergebnisse von Moghaddas-Nejad & Small (2003) und Perkins et al. (2004) bestätigen auch Abu-Farsakh et al. (2009), die darüber hinaus die Anordnung der Bewehrung im Versuch variieren (oberes Probendrittel, Probenmitte, doppelagig). Die Anordnung im oberen Drittel und in der Probenmitte liefern identische Verformungsreduzierungen um bis zu 30 %, die doppelagige Anordnung reduziert die Verformungen um 60 % auf  $\varepsilon_1 = 1 \text{ %}$  gegenüber  $\varepsilon_1 = 3 \text{ %}$  der unbewehrten Probe nach 10.000 Lastzyklen. Modellgesetze (Walz, 1982) finden bei keinem der Autoren Anwendung.

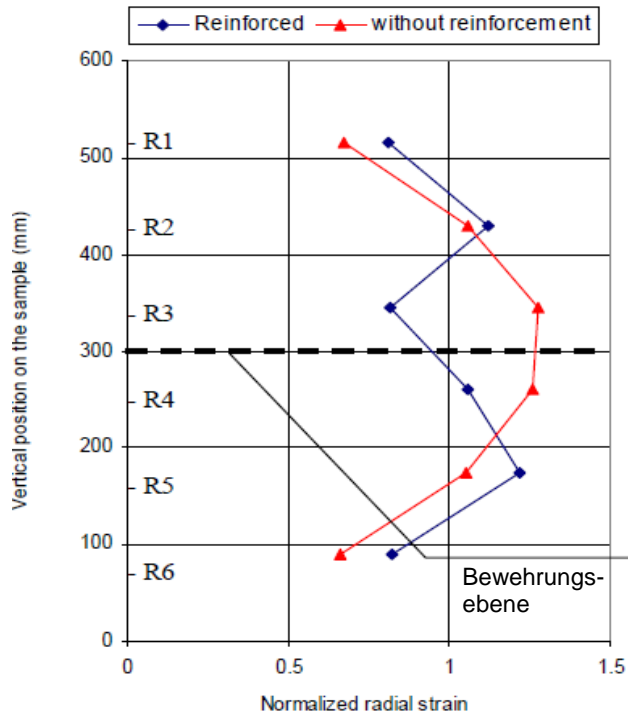


Abb. 2.74: Mittlere radiale, plastische Dehnung von unbewehrten und einlagig bewehrten Bodenproben nach zyklischer Belastung (Perkins et al., 2004)

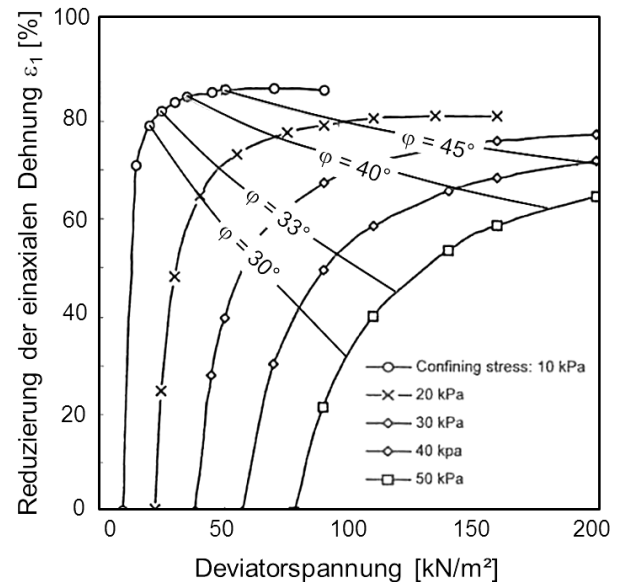


Abb. 2.75: Einfluss einer Bewehrungslage auf die einaxiale Dehnung einer Bodenprobe nach zyklischer Belastung ( $N = 1000$ ), Extrapolation von Versuchsdaten (Moghaddas-Nejad & Small, 2003, in Perkins et al., 2004)

## 2.5 Bewehrte Tragschichten

Bei der Einlage einer Bewehrung in eine ungebundene Tragschicht (Kap. 2.3) wird entsprechend dem mechanischen Verständnis nach Kap. 2.3.5.5 erwartet, dass das Systemverhalten durch eine Verschiebung der Bruchbedingungen (größere Duktilität) und durch die Verbesserung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens des Verbundwerkstoffes im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit positiv beeinflusst wird.

Zusammenfassende Literaturschauen und/oder Bewertungen des Einflusses von Geokunststoffen auf das Tragverhalten und die Gebrauchstauglichkeit von ungebundenen Tragschichten oder Tragschichten mit Deckschichten liegen u.a. von White (1991) vor. In einem Bericht der OECD werden 17 Berichte über Testfelder oder Praxisberichte genannt. Mit Vogt et al. (2011), vgl. auch Bräu & Vogt (2011), liegt eine im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung erstellte umfängliche Arbeit zur Erhöhung der Tragfähigkeit direkt befahrener Schüttungen mit Geokunststoffen vor.

Die Arbeit umfasst die

- Erfassung des Standes der Wissenschaft unter Berücksichtigung von Grundlagen, Überfahrversuchen und ausgewählten Bemessungsverfahren, der Bautechnik und praktischen Erfahrung,
- numerische Analysen des Dreischichtsystems Tragschicht-Geokunststoff-Untergrund,
- kleinmaßstäbliche Belastungsversuche mit Laststempel (monotone und zyklische Lasten),
- maßstäbliche Belastungsversuche mit Lastplatte (monotone und zyklische Lasten) sowie
- Überfahrversuche.

Einen umfänglichen Vergleich der Ergebnisse verschiedener ausgewählter Bemessungsverfahren mit Ergebnissen aus Großversuchen haben Schwerdt et al. (2004) im Auftrag von fünf Geokunststoffherstellern vorgelegt.

Die nachfolgende Zusammenstellung verzichtet daher auf eine vollständige Erfassung aller bekannten Versuche, Modelle und Verfahren. Vorgestellt werden ausgewählte Teilaspekte zur Ergänzung, Grundlagenbeschreibung und Verbesserung der Nachvollziehbarkeit des Einflusses der Bewehrungseinlagen sowie Ergebnisse, die nach Herausgabe der vorgenannten Untersuchungen generiert wurden. In die Zusammenfassung fließen die Ergebnisse der vorgenannten Untersuchungen ein.

### 2.5.1 Untersuchungen unter statischen Beanspruchungen

#### 2.5.1.1 Feld- und Laborversuche

- Meyer & Elias (1999)

Die Autoren berichten von Plattendruckversuchen auf Tragschichten unterschiedlicher Schichtdicke, aufgelagert auf einem gering tragfähigen Untergrund. Die Autoren finden im Mittel über alle 7 bewehrte Sektionen eine signifikante Tragfähigkeitserhöhung (mit jeweils 5 Plattendruckversuchen ( $E_{v2}$ ) gemessen), Einzelwerte werden nicht angegeben. Das Maximum der prozentualen Tragfähigkeitserhöhung wird bei den Messungen mit dem statischen Plattendruckversuch bei einer Tragschichtdicke von 0,4 m ermittelt, bei den Messungen mit der leichten Fallplatte ( $E_{vd}$ ) aufgrund der geringeren Wirtiefe bei 0,3 m. Bei einer Schichtmächtigkeit von 0,6 m ist kein Einfluss mehr festzustellen. Für das verwendete Geogitter aus Aramid werden keine absoluten Kennwerte angegeben; die normierte Dehnsteifigkeit bei kleinen Dehnungen  $\varepsilon < 2 \%$  wird jedoch doppelt so hoch angegeben wie für extrudierte Geogitter aus PP. Inwieweit die gemessene Tragfähigkeitserhöhung auf das geringe Verdichtungsverhältnis des Untergrundes von  $E_{v2}/E_{v1} = 3 \div 4$  [-] zurückzuführen ist, kann aufgrund der fehlenden Einzelwerte nicht ermittelt werden. Die Autoren kommen zu dem Schluss, dass der Einfluss der Bewehrung mit den Standardprüfverfahren  $E_{v2}$  und  $E_{vd}$  gemessen werden kann.

- Retzlaff (2000)

Von Retzlaff (2000) wurden Messungen an zwei Baustellen anhand von statischen und dynamischen Plattendruckversuchen durchgeführt. Verwendet wurden gewebte und gelegte Geogitter mit Vliesstoffkomponenten. Nullfelder unter nachweisbar vergleichbaren Bedingungen wurden nicht angelegt. Im ersten Versuchsfeld wurden zunächst Werte ermittelt, die unter den Zielwerten lagen ( $< 45 \text{ MN/m}^2$ ). Ein erwarteter Anstieg der Werte durch Nachverdichtung und Konsolidierung des Untergrundes trat nicht auf. Stattdessen wurde ein Abfall der Tragfähigkeit ermittelt. Die Versuchsergebnisse werden im zweiten Versuchsfeld durch Einflüsse des Schüttmaterials (Baustoffgemisch aus Recyclingmaterial) überlagert, da es infolge des verwendeten Baustoffgemisches zu einer Nachverfestigung bzw. einem hydraulischen Abbinden der Oberfläche kam, sodass die dynamischen Plattendruckversuche keine Aussage über die Tragfähigkeit erlaubten.

Retzlaff (2000) führt weiter Versuche an kreisrund eingeklemmten Geogittern ohne Bettung durch, bei denen die Geogitter durch Bodenauflast belastet und gedehnt werden. Bei gleicher Nennzugfestigkeit weist das gewebte Produkt eine höhere Anfangsverformung und größere Dehnungszunahme auf.

- Schad & Beyer (2001)

Im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr und unter Beteiligung der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV) wurden zwischen 1998 und 2001 Reihenuntersuchungen mit einer durch Geokunststoffe bewehrten Tragschicht in einer Halle durchgeführt. Verwendet wurde ein Kunstboden (Glyben; Mischung aus Glycerin und Bentonit), bei dem keine Konsolidierungseffekte auftreten, der unter Last volumenkonstant bleibt und nicht austrocknet. Danach konnte bei einer Tragschichtdicke von 0,3 m und unterschiedlichen Versuchsaufbauten (ohne Geokunststoffe, gestreckte Geogitter, gewebte Geogitter, Vliesstoffe und Maschenwaren) keine quantifizierbare Verbesserung der Tragfähigkeit bis zum Erreichen des im Straßenbau maximal zulässigen Setzungsmaßes von 5 mm erreicht werden (Wilmers, 1999).

- Wilmers et al. (2004)

Wilmers & Beyer (2004) und Wilmers et al. (2004) untersuchen systematisch an einer linienförmigen Versuchsrinne die bei statischen Beanspruchungen infolge Plattendruckversuch auftretenden Dehnungen dreier biaxialer Bewehrungsprodukte (gelegtes Geogitter PET ( $J_{2\%} \approx 800 \text{ kN/m}$ ), extrudiertes, gestrecktes Geogitter PP ( $J_{2\%} \approx 700 \text{ kN/m}$ ), gewebtes Geogitter PET ( $J_{2\%} \approx 400 \text{ kN/m}$ )) mit Nennfestigkeiten zwischen 30 kN/m und 35 kN/m ( $m_d = \text{cmd}$ ) auf einem filterstabilen Untergrund (Sand). Zur Erfassung der Dehnungen wurden die Geogitter mit Dehnungsmessstreifen beklebt und das Last-Verformungs-Verhalten in Zugversuchen kalibriert. Nach Einbau der Schottertragschicht wurden Plattendruckversuche auf den Probefeldern ausgeführt und anschließend der Untergrund unter den Geogittern partiell ausgeräumt. Die beim statischen Plattendruckversuch bei einem  $E_{v2}$ -Wert von i.M.  $68 \text{ MN/m}^2$  und einer aufgetragenen Spannung von  $0,49 \text{ MN/m}^2$  gemessenen Dehnungsdifferenzen betrugen i.M. 0,09 %. Die

Gesamtdehnungen aus Einbau, Verdichtung und Plattendruckversuch lagen zwischen 0,3 % (gelegtes Geogitter) und 0,6 % (gewebtes Geogitter).

In der gleichen Reihenfolge stellten sich Verformungen (Setzungsmulden) ein ( $Z_{\text{gelegtes Geogitter}} < Z_{\text{extrudiertes gestrecktes Geogitter}} < Z_{\text{gewebtes Geogitter}}$ ). Unter Beachtung der Dehnsteifigkeiten ergeben sich in allen Produkten ähnliche Zugspannungen. Von den Autoren wurden die gemessenen Dehnungen als Gebrauchsdehnung der Geogitter im Verbundsystem Tragschicht plus Geogitter bewertet. Die Geogitter erlauben an der Unterseite der Tragschicht eine Zugspannungsaufnahme. Weiter wurde festgestellt, dass *das Verbundsystem Tragschicht mit Geogitter bei intakter Tragschicht (anforderungsgerecht verdichtet) nicht als Membrane zu bewerten ist, da das Gesamtsystem auch aufgrund seiner Dicke als semisteife Platte wirkt. Das Verhalten des Verbundsystems [...] wird nicht allein durch das Zugkraft-Dehnungs-Verhalten des Geogitters bestimmt, aber genau dieses würde bei der Bewertung des Tragsystems als Membrane impliziert.* Neben dem Zugkraft-Dehnungs-Verhalten sind daher auch die Struktur der Bewehrungsgitter sowie das Zugkraft-Dehnungs-Verhalten bei deutlich unter 2 % zu bewerten. Eine weitergehende Spezifizierung konnte auf Basis der Versuche nicht vorgenommen werden.

Weitere Laborversuche mit ähnlichen Ergebnissen für gelegte Geogitter unter statischen Lasten finden sich z.B. bei Turczynski et al. (2005).

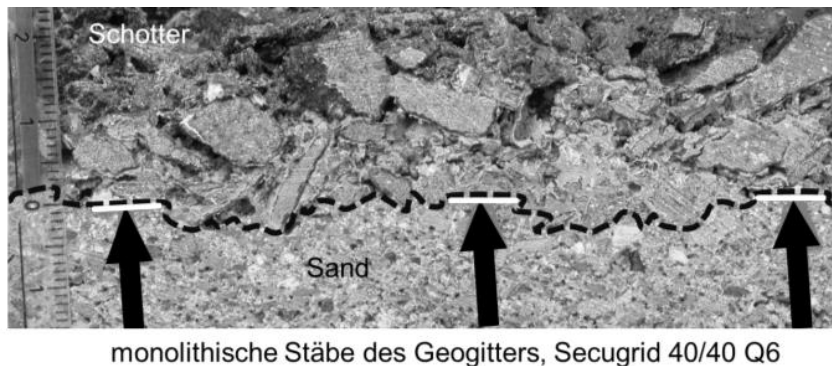


Abb. 2.76: Schichtgrenze und Verzahnung einer Schottertragschicht mit einem gelegten Geogitter auf einer Sandunterlage, mit Harz verklebter Körper (aus Wilmers et al., 2004)

### 2.5.1.2 Numerische Untersuchungen

- Bauer (1989), Gold (1993)

Anhand von einfach bewehrten Zweischichtsystemen kommt Bauer (1989), in Beyer (1999), zu dem Schluss, dass *einerseits die für die Erhöhung der Gesamttragfähigkeit wichtige Schichtgrenzenbewehrung (mit breiter Ausdehnung) eingebaut wird und andererseits durch Stabilisierungsbewehrungen in der Tragschicht sichergestellt wird, dass diese nicht infolge Plastifizierens ihre primär im elastischen Zustand günstigen Eigenschaften verliert. [...] Der Bewehrungsabstand der Stabilisierungsbewehrung in der Tragschicht kann nicht nur entsprechend den Gesichtspunkten des Tragschichtversagens festgelegt werden, sondern sollte gleichzeitig die Plastifizierung der Tragschicht minimieren.*

In der Weiterführung der Arbeiten von Bauer (1989) zeigt Gold (1993), dass die Bewehrungseinlage an der Unterseite einer Tragschicht Schubspannungen aufnimmt und damit die Horizontalverformungen vermindert. Die Autoren stellen jedoch keine signifikante Reduzierung der elastischen Verformungsanteile auf OK Tragschicht fest, sodass die Aussagekraft im Hinblick z.B. auf den Plattendruckversuch unbefriedigend bleibt.

- Beyer (1999)

Zu identischen Ergebnissen kommt Beyer (1999), ebenfalls unter Nutzung eines elastoplastischen Stoffgesetzes. Auch hier findet sich, dass die Bewehrung auf die elastischen Setzungen praktisch ohne Einfluss bleibt. Für die plastischen Verformungen ergeben sich geringe Änderungen. Der Haupteinfluss ergibt sich aus der Schubspannungsaufnahme und damit einer Begrenzung der horizontalen Dehnungen in der Tragschicht, die *der Umlagerung der Körner entgegenwirken, dadurch die Gesamtgröße der bleibenden Verschiebungen und Verformungen reduzieren und damit die Lebensdauer der Straße erhöhen.* Der Autor schließt hieraus, dass eine Bewertung des Bewehrungseinflusses unter Nutzung des statischen Plattendruckversuches nicht sinnvoll ist.

Für eine 0,3 m dicke Tragschicht ( $E = 100 \text{ MN/m}^2$ ;  $\nu = 0,35$ ;  $\varphi = 35^\circ$ ; Zugspannungsgrenzwert =  $25 \text{ kN/m}^2$ ) auf gering tragfähigem Untergrund ( $E = 10 \text{ MN/m}^2$ ;  $\nu = 0,35$ ;  $\varphi = 25^\circ$ ; Zugspannungsgrenzwert =  $12,5 \text{ kN/m}^2$ ) ergeben sich an der Unterseite der Tragschicht in Abhängigkeit der eingesetzten Dehnsteifigkeit Dehnungen in der Bewehrung in der Größenordnung  $\varepsilon_{x,y} = 0,29 \div 0,53 \%$ , die in einem Abstand von 0,3 m vom Zentrum der Lastplatte auf Null zurückgehen und dann bei 0,4 m bis 0,6 m ein Stauchungsmaximum in der Größenordnung von  $\varepsilon_{x,y} = -0,07 \div 0,12 \%$  finden. Die Abminderung der Horizontaldehnungen nimmt zur Unterseite der Tragschicht zu und beträgt rd. 37 % (Abb. 2.77). Dabei hält er aufgrund der Ergebnisse ein gleichmäßiges Kraft-Dehnungs-Verhalten in Längs- und Querrichtung für bedeutend. Kreuzmodelle mit Längs-, Quer- und Diagonalstäben haben einen nur geringfügig größeren Einfluss auf die Ergebnisse. Bei der Variation der Lage der Bewehrung stellt er fest, dass die Effektivität der Bewehrung an der Unterseite der Tragschicht am besten genutzt wird und sie bei Verlagerung innerhalb der Tragschicht nach oben abnimmt. Unter dem Kriterium

gleichbleibender plastischer Verformungen an der Tragschichtunterseite müsste ein gleichwertiger unbewehrter Aufbau rd.  $10 \div 14$  cm dicker sein.

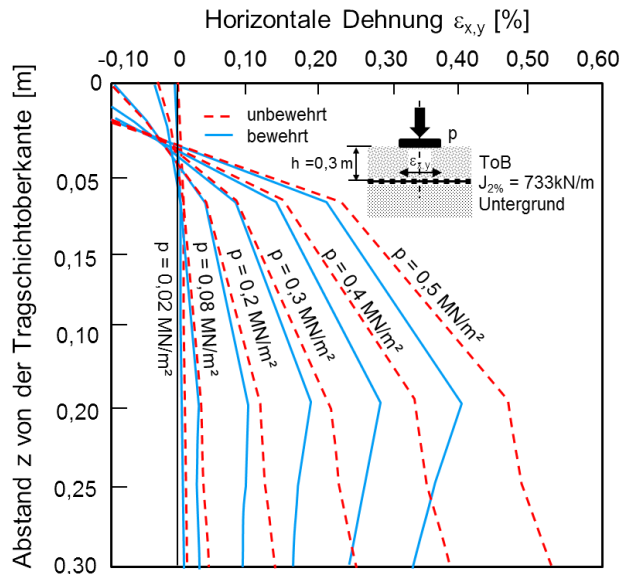


Abb. 2.77: Einfluss einer Bewehrungslage auf die Horizontaldehnungen in der ToB (Beyer, 1999)

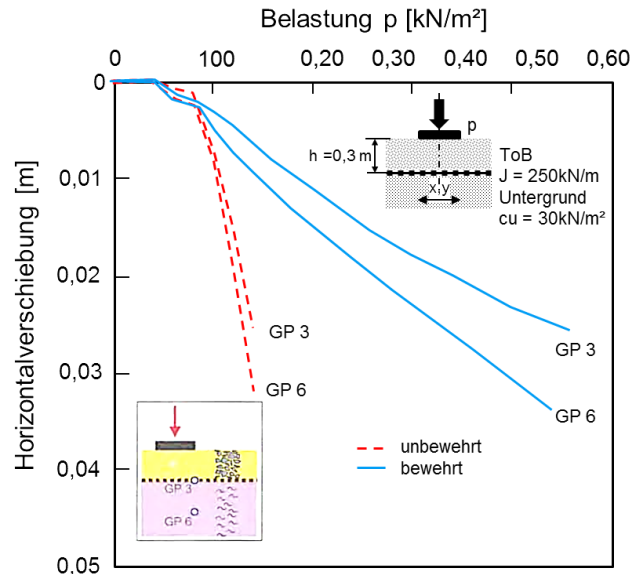


Abb. 2.78: Einfluss einer Bewehrungslage auf die Horizontalverschiebungen im Untergrund (Bräu et al., 2011)

▪ Floss & Bräu (2002)

Die Autoren untersuchen anhand eines rotationssymmetrischen FE-Modells mit viskosem Stoffmodell und kreisförmiger Lastplatte ( $d = 300$  mm) den Einfluss einer Bewehrung ( $J = 500$  kN/m) unter einer Tragschicht ( $E = 200$  MN/m²) mit unterschiedlichen Schichtdicken auf einem ausgeprägt kohäsiven Boden unter Variation der undrainierten Scherfestigkeit ( $c_u = 1 \dots 90$  kN/m²) und korrespondierenden Steifigkeiten ( $E_u = 1 \dots 15$  MN/m²). Der Einfluss der Bewehrung ist stark von der Steifigkeit des Gesamtsystems abhängig. Mit zunehmender Steifigkeit ( $c_u \geq 60$  kN/m²) und zunehmender Mächtigkeit der Tragschicht ( $h_0 \geq 0,6$  m) ist ein Einfluss der Bewehrung nicht mehr erkennbar. Bei einer Verformung von bis zu 20 mm liegen die infolge der Bewehrungseinlage aufnehmbaren Spannungen ca. 15 %  $\div$  35 % über denen der unbewehrten Tragschicht. Der ermittelte qualitative Verlauf der erforderlichen Tragschichtmächtigkeit zeigt einen identischen Verlauf mit den in den Bemessungsdiagrammen für gelegte Geogitter angegebenen Zusammenhängen (*Bemessungsanleitung für Secugrid und Combigrig Geogitter in Tragschichten*, 2003), allerdings sind die berechneten Tragschichthöhen über die betrachtete Bandbreite der Untergrundtragfähigkeit von  $10 < E_{v2,u} < 40$  MN/m² um einen konstanten Faktor von 2,8 signifikant größer als nach den Dimensionierungsdiagrammen.

- Bräu & Vogt (2011)

In Erweiterung der früheren Untersuchungen nutzen die Autoren zur Beschreibung des Untergrundes ein Cam-Clay-Modell und fokussieren in der Auswertung auch die Scherdehnungen. In der Analyse der Scherdehnungen und Horizontalverschiebungen ist zu erkennen, *dass sich die eingeleitete Belastung bei Einlage eines Geokunststoffs unterhalb des Randbereichs der Lasteinleitung konzentriert, das Zentrum entlastet wird [Abb. 2.79] und sich die Lastverteilung gewölbförmig aufspreizt [Abb. 2.80]. Bei unbewehrten Systemen erfolgt eine Lastkonzentration direkt in der Mittelachse.* Daraus ergibt sich unmittelbar, dass sich die Vertikalspannungen im bewehrten System unter den Randbereichen der belasteten Fläche konzentrieren und sich besonders im Zentrum reduzieren. Eine erhebliche Spannungsreduktion zeigt sich v. a. an der Oberfläche des Untergrunds durch die Einlage eines Geokunststoffs mit ausreichender Mindeststeifigkeit.

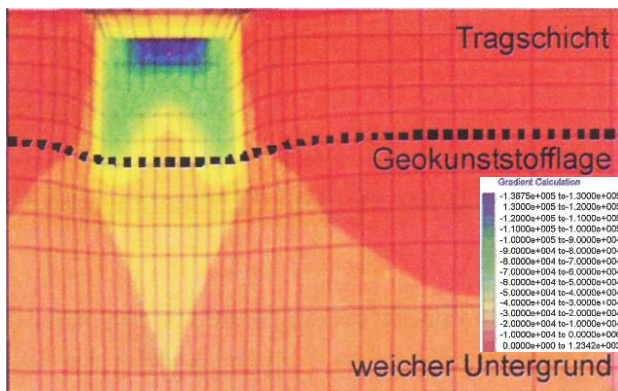


Abb. 2.79: Umlagerung von Vertikalspannungen in einer einfach bewehrten Tragschicht bei einer Flächenlast von 120 kN/m<sup>2</sup> (Bräu & Vogt, 2011)

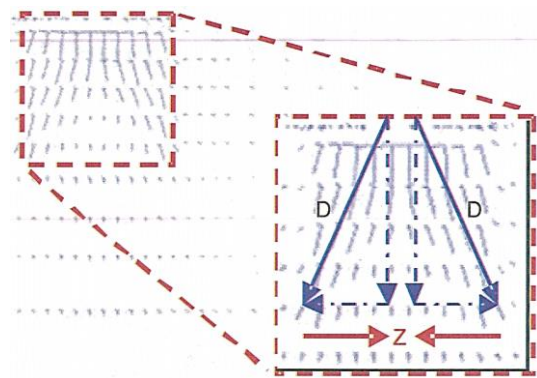


Abb. 2.80: Darstellung der zu Abb. 2.79 zugehörigen Hauptspannungen (Bräu & Vogt, 2011)

## 2.5.2 Untersuchungen unter zyklisch-dynamischen Beanspruchungen

### 2.5.2.1 Feld- und Laborversuche

- Ruddock et al. (1982)

Die Autoren legen Versuchsfelder mit unterschiedlichen Geweben und Kontrollfeldern auf einem bindigen Untergrund mit  $\varnothing \text{CBR}_u \approx 2,5\%$  und Tragschichtmächtigkeiten zwischen 0,3 m und 0,425 m an und befahren die Felder mit unterschiedlichen Achslasten bis zu  $N_{8t} = 1875$ , soweit die einzelnen Felder die Lastübergänge zulassen. Die Autoren stellen einen massiven Unterschied zwischen einem offenporigen Multifilamentgewebe ( $\text{HZK}_{\text{md,cmd}} > 80 \text{ kN/m}$ ,  $\epsilon_{\text{HZK}} < 15\%$ ) und beschichteten Bändchengeweben fest. Während der bindige Untergrund unter dem offenporigen Material konsolidiert und das Porenwasser offenbar abgeführt werden konnte, sammelt sich das Porenwasser unterhalb des geschlossenen Materials an und bildet schmierige Gleitflächen aus, die zu Verschiebungen der Produkte führen.



- Groot et al. (1986)

Im Zuge der Validierung des Bemessungsverfahrens von Sellmeijer et al. (1982) für Gewebe führen die Autoren zur Erfassung der akkumulierten plastischen Verformungsanteile aus Überfahrten eine im statischen Modell nach Sellmeijer et al. (1982) einzuführende Ersatzachslast nach Gl. 22 ein. Die Beziehung wurde nach Angabe der Autoren in einem zur Validierung des Bemessungsverfahrens angelegten Testfeld gefunden. Nähere Erläuterungen zu den Rand- und Ausführungsbedingungen des Testfeldes werden nicht gegeben. Aus der Beziehung ergibt sich, dass die für die Verformungen relevante Ersatzbeanspruchung linear mit der tatsächlichen Achslast wächst. Inwieweit dieser Ansatz mit dem Schädigungspotential von Achslasten z.B. nach Gl. 9 harmonisiert, ist zu hinterfragen und kann nur dann gerechtfertigt sein, wenn das dazugehörige Bemessungsverfahren nach Sellmeijer et al. (1982) mit dem linearen Anstieg der Belastung infolge erhöhter Achslast einen stark überproportional ansteigenden Beanspruchungszustand der Bewehrung liefert. Eine Umstellung der Beziehung analog zu Gl. 9 zur Angabe eines Schädigungspotentials bei veränderter Achslast ist nicht möglich.

$$L_{stat} = L_{real} \cdot \sqrt[6,2]{N} \quad (\text{Gl. 22})$$

mit

- $L_{stat}$  statische Ersatzlast zur Erfassung der äquivalenten plastischen Verformungen aus den Überfahrten  $N$  mit der Achslast  $L_{real}$   
 $L_{real}$  tatsächlich eingesetzte Achslast  
 $N$  ausgeführte Überfahrten

- Chaddock (1988)

Von Chaddock werden Überfahrversuche unter Variation der Untergrundbedingungen vorgestellt. In einem 17 m langen und 5 m breiten Testfeld wurden bindige Böden mit steifer, weich-breiiger und weicher Konsistenz ( $\varnothing$  CBR = 4,9; 1,6; 0,4 %;  $I_c$  = 38 %) über Sand eingebaut. Die Überdeckung durch Tragschichtmaterial 0/30 wurde für die drei Untergrundbedingungen mit konstant abnehmender Schichtdicke  $h_0$  (ca. 0,3 → 0,2; 0,35 → 0,2; 6 → 0,45) variiert. Der verwendete 2-Achs-LKW wies bei den für die Auswertung herangezogenen Überfahrten Achslasten vorne / hinten von rd. 33 kN / 81 kN auf und wurde während der Überfahrten aufgeladen auf Achslasten von 39 kN / 132 kN. Das in der Untersuchung verwendete gestreckte Geogitter entspricht dem Produkt, für das von KENNEPOHL Abminderungsfaktoren für die Tragschichtdicke abgeleitet wurden und weist eine Dehnsteifigkeit von  $J_{2\%} = 610$  kN/m auf (Beckmann & Prahl, 1990). Eine Trennlage wurde nicht eingebaut.

Abb. 2.81 zeigt den Anstieg der Verformungen und damit den unmittelbaren Zuwachs an Schädigung der Tragschicht durch eine Erhöhung der Achslast um 60 %. Die nach Gl. 23 gefundenen Zusammenhänge sind in Abb. 2.82 den Versuchsergebnissen gegenübergestellt.

Nach den gefundenen Zusammenhängen kann bei gleichbleibenden Untergrundbedingungen und Tragschichtmächtigkeiten eine 3,5-fache Anzahl an Überfahrten bis zur gleichen Verformung ertragen werden. Eine Verdopplung der Untergrundtragfähigkeit führt zu 8-fach höheren Überfahrten, eine Erhöhung der Schichtmächtigkeit um 25 % von 0,2 m auf 0,25 m erlaubt die 4-fache Anzahl von Überfahrten.

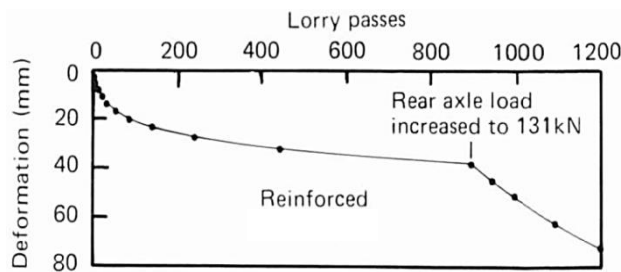


Abb. 2.81: Entwicklung der Spurrillen bei unterschiedlichen Achslasten eines bewehrten Testfeldes auf weich-breigem Untergrund ( $\emptyset$  CBR = 1,6 %;  $h_0 \approx 0,35$  m) (Chaddock, 1988)

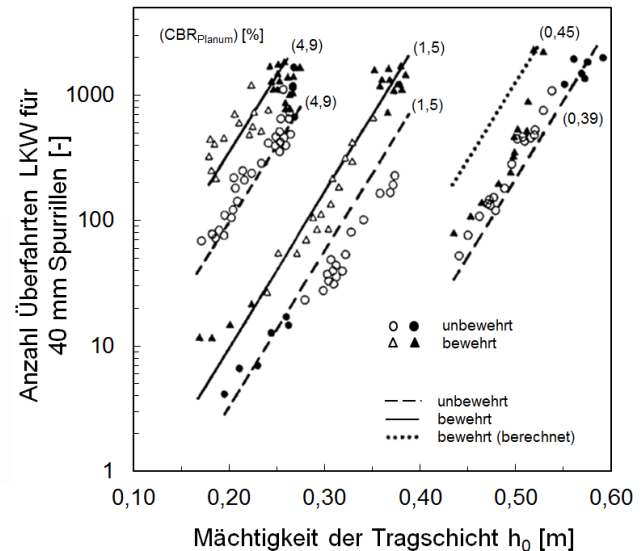


Abb. 2.82: Einfluss der Untergrundtragfähigkeit und Tragschichtdicke auf die Anzahl der erreichbaren Überfahrten (Chaddock, 1988)

$$N_{40mm} = 2,6 \cdot 10^{-3} \cdot CBR_U^3 e^{(28 \cdot h + R)} \quad (\text{Gl. 23})$$

mit

$N_{40}$  Anzahl der LKW-Überfahrten (Achslasten vorn/hinten = 3,3 t / 8,1 t) bis zum Erreichen einer Spurrillentiefe von 40 mm

$CBR_U$  CBR-Wert des Untergrundes [%]

$h$  Tragschichtmächtigkeit, bewehrt oder unbewehrt [m]

$R$  Koeffizient für den Bewehrungseinfluss;  $R = 0$  (unbewehrt);  $R = 1,3$  (bewehrt)

Mit Gl. 9 und Gl. 23 ergibt sich für Achslasten von 3,3 t und 8,1 t je LKW-Überfahrt Gl.24:

$$N_{10t,40mm} = 1,14 \cdot 10^{-3} \cdot CBR_U^3 e^{(28 \cdot h_0 + R)} \quad (\text{Gl. 24})$$

Chaddock (1988) beschreibt detailliert die nach den Überfahrten gefundene Situation in der Bewehrungsebene. Danach ist festzustellen, dass das Geogitter bei steifem und weich-breiigem Untergrund überwiegend in direktem Kontakt zum Schüttgut stand und eine Verzahnung zwischen dem Geogitter und dem Korn des Schüttmaterials zu beobachten war. Bei der Baugrundsituation mit sehr geringer Ausgangstragfähigkeit des Erdplanums von nur 0,4 % CBR hat dieser Kontakt überwiegend nicht stattgefunden, das Geogitter war in die Weichschicht eingedrückt und war bereichsweise von Tonfraktionen überdeckt, stand also nicht oder nur teilweise im Kontakt zum Tragschichtmaterial. Die Ergebnisse dieser Felder wurden nicht in die Bewertung einbezogen.

Eine ähnliche Beobachtung machen Milligan et al. (1986). Sie kommen zu dem Schluss, dass die Effektivität der Bewehrung erkennbar besser ist, wenn sie im unteren Drittel der Tragschichthöhe angeordnet wird, um die Interaktion mit dem Schüttmaterial zu verbessern, vgl. Wilmers (1999). Inwieweit dieser Effekt auf die bessere Verzahnung des Geogitters mit dem Schüttmaterial oder den geringeren Abstand zur Lasteinleitung zurückzuführen ist, kann in diesen Versuchen nicht geklärt werden.

- Schad & Beyer (2001)

Die in Kap. 2.5.1.1 vorgestellten Versuche wurden durch Überfahrversuche an einer speziell angelegten Teststrecke unter Verwendung verschiedener Geokunststoffe und einer Schottertragschicht 0/32 mm mit  $h_{0,m} = 31,4$  cm ergänzt. Die Ausgangstragfähigkeit des anstehenden mittel- bis ausgeprägt plastischen Tons wurde mit Plattendruckversuchen ermittelt ( $E_{v2,m} = 5,7$  MN/m<sup>2</sup>;  $E_{v2,min} = 3,7$  MN/m<sup>2</sup>;  $E_{v2,max} = 8,0$  MN/m<sup>2</sup>). Nach Messung der Tragfähigkeit wurde das Planum durch Aufbringen, Fräsen und Verdichten einer 0,1 m kalkverbesserten Lehmschicht nachgearbeitet, die dann erreichte Tragfähigkeit wurde nicht ermittelt. Nach Ende der Versuchsreihe wurden mit der Feldflügelsonde undrainierte Scherfestigkeiten von  $c_u = 117$  kN/m<sup>2</sup> ( $c_{u,min} = 91$  kN/m<sup>2</sup>;  $c_{u,max} = 150$  kN/m<sup>2</sup>) gemessen, wobei keine örtliche Korrelation zwischen Ausgangs- und Endwert festgestellt werden konnte. Die Autoren vermuten infolge der aufgetragenen Lehmschicht eine ca. um den Faktor 2 bessere Ausgangstragfähigkeit ( $E_{v2} \leq 10$  MN/m<sup>2</sup>) als gemessen.

Die gemessenen Spurrillen lagen bei i.M. 5,1 cm gegenüber 16,6 cm bei den unbewehrten Feldern nach 108 Überfahrten mit einem 4-Achs-LKW mit 36 t Gesamtgewicht (entsprechend  $N_{10t} = 283$  nach Gl. 9). In Tab. 2.2 sind die am Ende der Überfahrten gemessenen Spurrillen zusammengestellt und zur undrainierten Scherfestigkeit des Untergrundes ins Verhältnis gesetzt.

An den Verhältniswerten wird die günstigere Wirkung der eingesetzten Geogitter deutlich, wobei das gestreckte Produkt zu deutlich geringeren Verformungen bei signifikant geringerer Untergrundtragfähigkeit führt. Bei beiden Testfeldern wurde keine Trennlage (Vliesstoff) eingebaut, nach Ausbau konnte eine Durchmischung in der Schichtgrenze beobachtet werden. Der Vliesstoff führt ebenfalls zu einer erkennbaren Verbesserung des Verhältniswertes zum Mittelwert der Nullfelder. Das Verbundprodukt kann demgegenüber die höhere Zugfestigkeit nicht umsetzen und führt unter Ansatz des in Tab. 2.2 eingeführten Quotienten gegenüber dem Mittelwert der Nullfelder zu keiner erkennbaren Verbesserung.

Tabelle 2.2: Spurrillenbildung bei den Versuchen von Schad & Beyer (2001)

Testfeld		Gewebtes Geogitter	Gestrecktes Geogitter	Vlies <sup>2)</sup>	Verbundstoff	Kontrollfelder (Mittelwert aus 5)
Dehnsteifigkeit $J_{2\%}$ (ca.-Werte)	[kN/m]	400	750	n.b. (n.b.)	800	-
Spurrille $Z_{N,OK STS}$ nach Überfahrt an OK STS	[cm]	5,0	3,5	10,2	12,8	15,7
Spurrille $Z_{N,OK PL}$ an OK Planum	[cm]	6,8	3,0	5,5	15,0	8,9
$Z_{N,m} = (Z_{N,OK STS} + Z_{N,OK PL}) / 2$	[cm]	5,9	3,25	7,85	13,9	12,3
undrainierte Scherfestigkeit $c_u$ des Tons nach Rückbau <sup>1)</sup>	[kN/m <sup>2</sup> ]	150	91	121	104	118,8
$Z_{n,m} / c_u$	[-]	0,039	0,036	0,06	0,13	0,10

<sup>1)</sup> Angegeben sind die von Schad & Beyer (2001) gemittelten Werte aus Feldflügelsondierungen und Taschenpenetrometermessungen.

<sup>2)</sup> Mechanisch verfestigter Endlosfaservliesstoff, 270 g/m<sup>2</sup>,  $R_{max} \approx 18$  kN/m bei  $\varepsilon_{max} \approx 60$  %

#### ▪ Bräu & Vogt (2011)

Laborversuche unter zyklischen Lasten, aufgebracht über Laststempel und Plattendruckeinrichtungen sowohl an kleinmaßstäblichen Versuchen als auch im Großversuch, die systematisch den Einfluss eines Vliesstoffes, eines gelegten Geogitters sowie der Kombination aus beiden Produkten (Verbundprodukt) zeigen, finden sich bei Bräu & Vogt (2010, 2011). Die Versuche zeigen in der gewählten Versuchsanordnung relativ einheitlich, dass der Einfluss der Bewehrung bei Scherfestigkeiten des Untergrundes von  $c_u > 30$  kN/m<sup>2</sup> und Tragschichtdicken von  $h_0 > 1,5 \cdot D$  bei statischen und zyklischen Beanspruchungen mit Lastplatten nicht mehr erkennbar ist. Unterhalb dieser Grenzwerte kann der Einfluss der Bewehrung in Abhängigkeit der Produktart und der gewählten Versuchskonfiguration (Abb. 2.83) eindeutig nachgewiesen werden (Abb. 2.84). Informationen zur Entwicklung der Verformungswege und Sekantenmoduln zwischen Be- und Entlastung über die Zyklenzahl, die

Setzungen im Untergrund und in der Tragschicht selbst sowie den Spannungsverhältnissen in der Tragschicht liegen nicht vor, sodass eine weitergehende Auswertung nicht sinnvoll ist. Anzumerken ist, dass die Versuche bei großen Laststempel einsenkungen gefahren wurden.

Christopher & Perkins (2008) nutzen einen fast deckungsgleichen Versuchsaufbau und kommen je nach eingesetztem Tragschichtmaterial zu ähnlichen Ergebnissen.

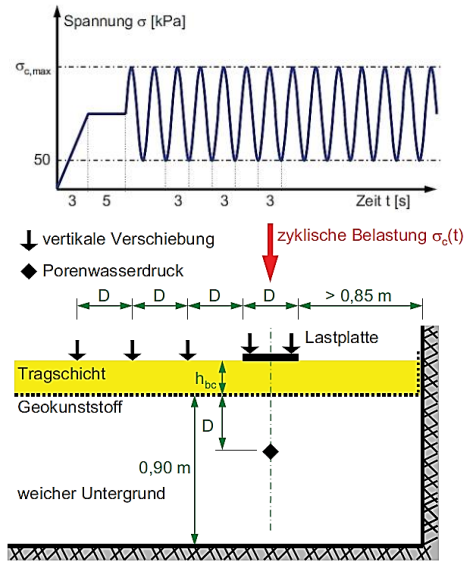
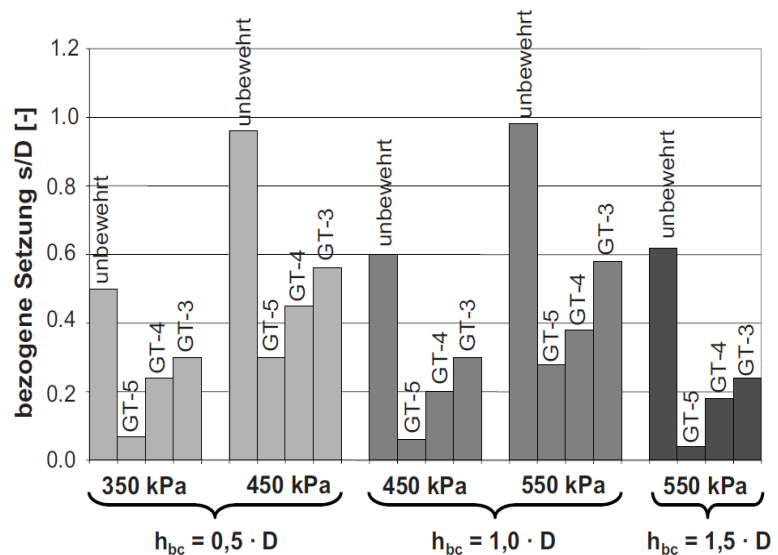


Abb. 2.83: Versuchsanordnung der großmaßstäblichen Belastungsversuche (Bräu & Vogt, 2010)



Scherfestigkeit des Untergrundes  $c_u = 30 \text{ kN/m}^2$

GT-5: mech. verf. Vliesstoff  $150 \text{ g/m}^2$  GRK3

GT-4: gelegtes, verschw. Geogitter,  $HZK_{md/cmd} = 40/40 \text{ kN/m}$ ,  $J_{2\%,md/cmd} = 800 \text{ kN/m}$

GT-3: Verbundprodukt aus GT-5 und -4, Vliesstoff werkseitig mittig eingeschweißt

Abb. 2.84: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen bei unterschiedlichen Versuchsrandbedingungen, ausgewertet bei 1000 Lastzyklen (Bräu & Vogt, 2010)

#### ▪ Roßberg et al. (1996)

Unter anderem aufgrund der von Göbel et al. (1993) gefundenen positiven Einflüsse der Einlage von Geokunststoffen wurden von Roßberg et al. (1996) unter Laborbedingungen zyklische Großversuche mit spannungsgesteuerter Lastplatte ausgeführt. Gewählt wurden dabei ein sehr steifer Untergrund ( $E_{v2} \approx 120 \text{ MN/m}^2$ ) sowie zwei leichtplastische Tone mit unterschiedlichen Feinkornanteilen (A:  $d_{0,063} < 50 \text{ M.-%}$ ; B:  $d_{0,063} < 85 \text{ M.-%}$ ) mit Ausgangstragfähigkeiten nach Einbau von rd.  $E_{v2,A} \approx 3 \div 14 \text{ MN/m}^2$  und  $E_{v2,B} \approx 20 \text{ MN/m}^2$ . Als Spannung wurde eine verhältnismäßig geringe Maximalspannung von  $0,2 \text{ MN/m}^2$  bei  $5 \text{ Hz}$  aufgebracht, die dem Spannungsniveau unterhalb einer flexiblen Straßenbefestigung entspricht. Bei den Versuchen mit sehr gut tragfähigem Untergrund kann durch die Einlage von Geokunststoffen keine Tragfähigkeitserhöhung festgestellt werden.

Auf gering tragfähigem Untergrund (Boden A) wurden hingegen große Setzungsunterschiede der insgesamt sechs mit 25.000 Zyklen belasteten Versuchsreihen gefunden. Die Streuung der beiden unbewehrten Versuche lag dabei sowohl im oberen als auch im unteren Extrem, was u.a. auf die gefundene Nachverfestigung des leichtplastischen Tones zurückgeführt werden kann. Die Autoren schließen daher, dass auch hier kein Einfluss der Bewehrung gefunden wird. Der Mittelwert der Versuche ohne Einlage liegt bei 20 mm Setzung nach  $N = 25.000$ , der der Versuche mit Einlage bei 20 mm. Schlägt man allerdings den Versuch mit mittig eingelegtem Geogitter, dem nur eine geringe Bewehrungsfunktion zuzuordnen ist (vgl. Beyer, 1999; Minažek & Mulabdić, 2014), den unbewehrten Versuchen zu, ergeben sich Mittelwerte von 32 mm (ohne Einlage) und 11,7 mm (mit Einlage) und damit deutlich differenzierte Ergebnisse. In der Versuchsreihe mit Boden B sind die Einsenkungen der Lastplatte aufgrund der höheren Ausgangstragfähigkeit um ca. eine Zehnerpotenz kleiner und liegen bei maximal 5,3 mm. Die hohe Abweichung kann u.a. aus dem anfänglich geringen Verdichtungsgrad von  $D_{Pr,\emptyset} = 89,5\%$  des Bodens A und eine für beide Böden beobachtete Abnahme des Wassergehaltes um rd. 5 % über den Versuchszeitraum von zwei Monaten erklärt werden. Die insgesamt nur 13 Versuche, bei denen drei unterschiedliche Böden und zwei Einbauebenen der Geokunststoffe gewählt wurden, weisen nur einen einzigen Wiederholversuch auf Boden A auf. Inwieweit der verwendete Kiessand 0/32 mm ohne Auflast für zyklische Versuche geeignet ist, welchen Einfluss der Wassergehalt des Kiessandes bei Einbau und Versuchsdurchführung hatte und inwieweit zeitliche Änderungen der undrainierten Scherfestigkeit bei der Bewertung heranzuziehen sind, ist u.a. nicht untersucht worden.

- Perkins et al. (2012a)

Die Größenordnung potentieller Porenwasserüberdrücke und deren Relevanz für die Berücksichtigung bei der Bewertung zyklischer Plattendruckversuche dokumentieren Perkins et al. (2012a) für zwei verschiedene Böden und unterschiedliche Versuchsrandbedingungen. Abb. 2.86 zeigt die Entwicklung des Porenwasserüberdrucks (*peak pore water pressure (excess pore water pressure)*) während der in Abb. 2.85 aufgetragenen Lastzyklen. Die Zyklen wurden dabei mehrfach für einen längeren Zeitraum gestoppt; deutlich erkennbar ist die in diesen Zeiträumen auftretende elastische Rückverformung der Einsenkungen (Abb. 2.85) und der zeitgleiche Abbau des Porenwasserdrucks (Abb. 2.86).

Die Porenwasserdruckdifferenz fällt in den bewehrten Versuchen (II-R1 bis II-R3) signifikant größer aus als in den unbewehrten Versuchen, gleichzeitig bleiben aber die plastischen Verformungen je Lastzyklus um rd. eine Zehnerpotenz kleiner und akkumulieren dementsprechend erst bei höheren Lastzyklen zu den gleichen plastischen Verformungen wie die unbewehrten Versuche. Die Reduzierung der undrainierten Scherfestigkeit unter zyklischen Lasten berücksichtigen die Autoren in den Berechnungen (*Mechanistic-Empirical Modelling*, vgl. Kap. 2.5.3.2) über Beziehungen nach SKEMPTON.

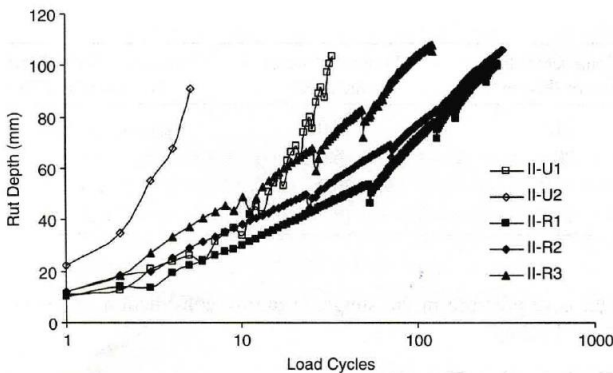


Abb. 2.85: Verformungen je Lastzyklus bei zyklischen Plattendruckversuchen auf einer bewehrten (II-R1, 2, 3) und unbewehrten (II-U1, 2) Tragschicht auf weichem Untergrund (Perkins et al., 2012a)

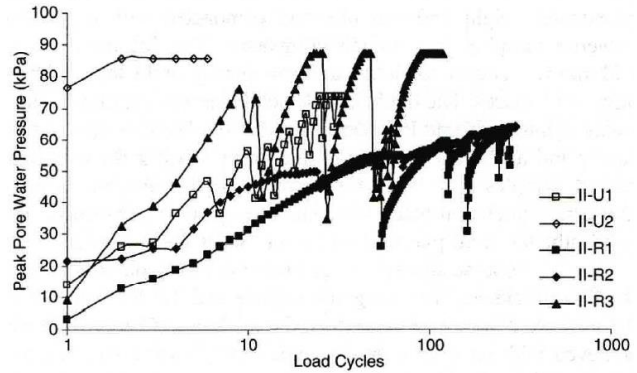


Abb. 2.86: Porenwasserdruckentwicklung während der Lastzyklen nach Abb. 2.85 (Perkins et al., 2012a)

- Minažek & Mulabdić (2014)

Minažek & Mulabdić (2014) prüfen in einer Reihenuntersuchung mit statischen und zyklischen Plattendruckversuchen ( $n = 100$ ) nach DIN 18134 unter Laborbedingungen den Einfluss von Bewehrung auf die Steifigkeit einer gut gestuften Kiesschüttung 8/16 mm.

Eingesetzt werden zwei PP-Geogitter: A. extrudiert und hexagonal verstreckt sowie B. biaxial, gelegt und verschweißt, wobei die Dehnsteifigkeit der Produkte zwischen  $J_{2\%,md,cmd}$  ca. 420 kN/m und ca. 600 kN/m liegt.

Die Geogitter verbessern die  $E_{v2}$ -Werte unter Laborbedingungen in der Größenordnung 20 % ÷ 40 %. Beide sehr unterschiedliche Bewehrungen verbessern gleich gut. Eine Anordnung der Bewehrung 0,15 m unter Oberkante wirkt sich in diesem Test nicht positiv aus, eine Anordnung 0,3 m ÷ 0,45 m unter OK liefert günstigere Ergebnisse (Vollmert et al., 2015b).

- Gongora & Palmeira (2014)

Die Autoren interessieren sich für den Einfluss von Geogittern auf das mechanische Verhalten unbefestigter Straßen. Sie verweisen auf Basis einer Literaturschau (Fannin & Sigurdsson, 1996; Giroud & Noiray, 1981; Góngora & Palmeira, 2012; Hufenus et al., 2006; Jessberger, 1977; Love et al., 1987; Palmeira, 1981; Palmeira, 1998; Ramalho-Ortigao & Palmeira, 1982; Subaida et al., 2009) zunächst auf einige Effekte der Bewehrung im Verbund mit dem Tragschichtmaterial, u.a. die Schubkraftaufnahme an der Unterseite des Tragschichtmaterials, die Spannungsreduzierung auf den Untergrund sowie die Erhöhung des Grundbruchwiderstandes, vgl. auch Vollmert et al. (2015b).

Anhand von zyklisch belasteten Reihenversuchen eines in einem Drucktopf (behinderte Seitendehnung) eingebauten calcitischen Schotters 2/18 mm auf locker gelagertem Sand variieren die Autoren die Bewehrungslagen. Eingesetzt werden drei biaxiale Geogitter und ein

einaxiales Geogitter mit Dehnsteifigkeiten zwischen  $J_{5\%} = 460 \div 1300 \text{ kN/m}$  je nach Haupt- oder Nebenzugrichtung. Die Bewehrung wurde an der Unterseite der Tragschicht angeordnet und in die Tragschicht umgeschlagen. Der Aufbau wurde zunächst einer zyklischen Vorlast, wie sie bei Einbau und Verdichtung auftritt, ausgesetzt, danach wurden die Verformungen durch Auffüllen ausgeglichen. Anschließend wurde der Aufbau weiteren zyklischen Lasten ausgesetzt, wobei die biaxiale Bewehrung mit Dehnsteifigkeiten  $J_{5\%,md,cmd} = 946 \div 1005 \text{ kN/m}$  die Verformungen gegenüber der unbewehrten und der mit dehnweicher Bewehrung  $J_{5\%,md,cmd} = 460 \text{ kN/m}$  ausgerüsteten Probe signifikant reduziert. Die Autoren finden in diesem Test die Dehnsteifigkeit und die Öffnungsweite im Verhältnis zur Kornverteilung ( $l_w = 2,0 \div 3,0 \cdot d_{50}$  bzw.  $l_w = 1,9 \div 2,86 \cdot d_{50}$ ) als maßgebende Parameter. Die Öffnungsweiten liegen in der Größenordnung wie in Kap. 2.4.3.2 zusammengestellt.

- Valero et al. (2014)

Vier 30,5 m lange und 4,6 m breite Testabschnitte mit homogenisiertem Untergrund geringer Tragfähigkeit zwischen  $\text{CBR} \approx 2,2 \div 2,9 \%$  [Anm.:  $\cong E_{v2} \approx 12 \div 16 \text{ MN/m}^2$ ] wurden mit unterschiedlichen Bewehrungsprodukten ausgerüstet. Die 0,2 m dicke bewehrte Tragschicht wurde mit einer 0,05 m dicken Asphaltdecke ausgerüstet, die Teststrecke mit einem LKW mit einer Achslast von 8 t befahren und die möglichen Lastübergänge in Abhängigkeit der Verformung (Spurrillen) aufgetragen. Die Auswertung erfolgte nach dem AASHTO-Konzept auf Basis von Layer Coefficient Ratio (LCR) bei 20 mm Verformung. Die Auswertung zeigt deutlich den Einfluss der zunehmenden Dehnsteifigkeit, ausgewertet bei  $\varepsilon = 2\%$  bei sonst gleicher Produktstruktur (Abstandsmaß Verbindungspunkt zu Verbindungspunkt 39,1 mm  $\div$  43,8 mm, Materialstärke der Stäbe 1,0 mm  $\div$  2,54 mm) sowohl für biaxiale als auch hexagonale extrudierte Produkte. Ein einaxiales Produkt mit deutlich geringerer Öffnungsweite (25 mm) wurde entgegen der Auswertung von Valero et al. (2014) nicht in die Bewertung einbezogen und zeigt geringere LCR-Werte. Deutlich erkennbar wird die zunehmende Performance bei zunehmender Dehnsteifigkeit, unabhängig von der Produktstruktur.

Tabelle 2.3: Layer-Coefficient-Ratio (LCR) nach Ergebnissen von Valero et al. (2014), sortiert nach absteigender Dehnsteifigkeit  $J_{2\%}$

Bewehrung (Geogitter)	Bruchfestigkeit $R_{B,k0,\varnothing(md,cmd)}$ bzw. $R_{B,k0,\varnothing(30^\circ/60^\circ/90^\circ)}$	Dehnsteifigkeit nach ASTM D6637-09 Proc. B $J_{2\%,\varnothing(md,cmd)}$ bzw. $J_{2\%,\varnothing(30^\circ/60^\circ/90^\circ)}$	LCR Minimum	LCR Mittelwert aus (n) Testsektionen
	[kN/m]	[kN/m]		
biaxial	31,7	680	1,27	1,54 (n=2)
biaxial	21,4	457,5	1,16	1,42 (n=3)
hexagonal	19,6	421,7	1,15	-
biaxial	17,6	370	1,06	1,33 (n=2)
hexagonal	14,9	320	1,15	-



- Cuelho & Perkins (2009) und Cuelho et al. (2014)

Auf Betreiben von Straßenbaubehörden wurden in den USA umfangreiche Großversuche angelegt und ausgewertet, u.a. Cuelho & Perkins (2009) und Cuelho et al. (2014). Die Bewertung erfolgte dabei auf Basis der für die Bemessung gebundener und ungebundener Fahrbahnaufbauten nach dem Mechanistic-Empirical Concept (ME-Concept) erforderlichen Layer Coefficient Ratio (LCR) bzw. der korrespondierenden Base Course Reduction Ratio (BCR), vgl. Gl. 25, zur Berücksichtigung des Einflusses von Geokunststoffen. Ziel war dabei die Identifizierung von relevanten Produktmerkmalen der Geokunststoffe im Hinblick auf deren Performance zur Verbesserung der Vergleichbarkeit im Rahmen von Ausschreibungen.

Die von Cuelho & Perkins (2009) und von Cuelho et al. (2014) durchgeführten Untersuchungen (im Folgenden als Montana I und Montana II bezeichnet) wurden als Streckenbauwerk auf einem ehemaligen Flugfeld angelegt. Der gering tragfähige Untergrund wurde dabei in einem Aushubbereich künstlich aufgebaut und mit den bewehrten Tragschichten überbaut. Die Testfeldserie Montana I zeigte infolge einer sehr geringen Tragschichtdicke bereits nach wenigen Überfahrten massive Verformungen. Die Testfeldserie Montana II wurde daher mit größerer Tragschichtmächtigkeit angelegt. Tabelle 2.4 gibt einen Überblick über die Versuchsrandbedingungen der Testfeldserien.

Die Autoren kommen in der Versuchsserie Montana I zu dem Schluss, dass die gelegten und an den Verbindungspunkten geschweißten Geogitter (welded geogrids), die gewebten Geogitter (woven geogrids) und zugfeste extrudierte Geogitter (integrally-formed geogrids) die beste Gesamtperformance zu liefern scheinen, während Gewebe und Vliesstoffe sowie weniger zugfeste extrudierte Geogitter signifikant weniger positive Stabilisierungseffekte zeigten, jeweils basierend auf den Auswertungen für 50, 75 und 100 mm Spurrillenbildung. Sie führen diese Ergebnisse direkt auf die Zugfestigkeit der Produkte quer zur Beanspruchungsrichtung zurück.

In der Versuchsserie Montana II werden ähnliche Ergebnisse ermittelt. Auch hier korrelieren nach Angaben der Autoren die Zugkraft-Dehnungs-Charakteristik sowie die Festigkeit und Steifigkeit der Verbindungspunkte gut mit der Performance der Produkte im Hinblick auf die Spurrillenbildung. Abweichend von der Serie Montana I wurden in den Abschnitten mit Vliesstoffen und Geweben ebenfalls gute bzw. sehr gute Ergebnisse erzielt.

In beiden Versuchsstrecken Montana I und II wurde in Kombination mit Geogittern auf die Anordnung von Trenn- und Filtervliesstoffen verzichtet. Gleichzeitig wurden in einigen Testfeldern Produkte eingebaut, die eine Trenn- und Filterfunktion übernehmen können (Vliesstoffe und Gewebe). Zur Diskussion, inwieweit die Trenn- und Filterfunktion eine Rolle im Zuge der Bewertung spielt (vgl. Kap. 1.1.2.1 und Kap. 2.4.2), wird nachfolgend die Filterstabilität der gewählten Baustoffgemische untersucht.

Tabelle 2.4: Konzeption der Testfelder Montana I und II

	Montana I	Montana II
Zielsetzung		
Produktvergleiche	X	X
Ableitung BCR / LCR-Werte	X	X
Validierung von Bemessungsansätzen		X
gewählte Randbedingungen		
Anzahl der Testfelder	12	17
Testfeldlänge [m]	15	17,4
Achslast 1 / 2 / 3 [t]	5,3 / 7,8 / 7,7	5,0 / 7,9 / 7,7
Gesamtlast [t] / N <sub>10</sub> /Überfahrt	20,9 / 0,88	20,6 / 0,88
Filterstabilität Planum vs. ToB (hydrodynamisch)	X	
Trenn- und Filterfunktion bei allen Produkten		1)
unterschiedliche Produktgruppen	X	X
Δ Lagenanzahl n		
Δ Dehnsteifigkeit bei sonst gleicher Produktstruktur		
Δ Schichtmächtigkeit bei sonst gleichem Aufbau		X
reduzierte Variabilität der Kennwerte		
CBR-Wert des Untergrundes <sup>2)</sup> [%]	1,80	1,64 <sup>3)</sup> <u>1,79</u> 2,17 <sup>3)</sup>
Tragschichtdicke h <sub>0</sub> [m]	0,2	<u>0,28</u> 0,41 <sup>4)</sup> 0,63 <sup>4)</sup>

<sup>1)</sup> nur bei zwei Testfeldern mit Gewebe und Vliesstoff

<sup>2)</sup> Mittelwerte über alle Testfelder

<sup>3)</sup> bewehrte Felder mit gleichem Produkt

<sup>4)</sup> Kontrollfelder

In Abb. 2.87 sind dazu zunächst ergänzend zu den Kornverteilungen die Grenzkriterien eingetragen, inwieweit mit filtertechnisch schwierigen Böden zu rechnen ist (Bereich (B) nach SN 670 125 a (1983), vgl. Kap. 1.1.2.1). Danach liegt insbesondere der bindige Untergrund Montana II im Bereich (B). Beide Böden weisen eine hohe Ungleichförmigkeit ( $C_U = 140 \div 150$ ) und Feinkornfraktionen  $d < 0,063 \text{ mm} = 32 \div 55 \%$  auf, bei denen die mechanischen Eigenschaften des Feinkorns die Gesamteigenschaften überlagern oder bestimmen (Sprengung des Korngerüstes), und können damit entgegen den Annahmen von Cuelho et al. (2014) nicht zutreffend nach Kriterien für enggestufte Sande bewertet werden (vgl. Kap. 2.2 und Kap. 2.4.2).

In Tabelle 2.5 werden die Baustoffkombinationen nach zwei Verfahren für weitgestufte Böden auf die Filterstabilität hin untersucht. Die Kriterien gelten für jeweils hydrostatische Bedingungen und liegen damit für die aus zyklischen Lasten beeinflusste Schichtgrenze Untergrund/Erddplanum vs. Tragschicht nicht auf der sicheren Seite. In Tabelle 2.5 sind daher die jeweils ungünstigsten Abstandverhältnisse rot markiert. Für die Testserie Montana II sind die Filterkriterien nicht vollständig eingehalten. Für die Serie Montana II fällt insbesondere das große Abstandverhältnis  $A_{50} = D_{50, \text{ToB}} / d_{50, \text{PL}}$  auf, nachdem mit einer Durchmischung der Baustoffe zu rechnen ist.

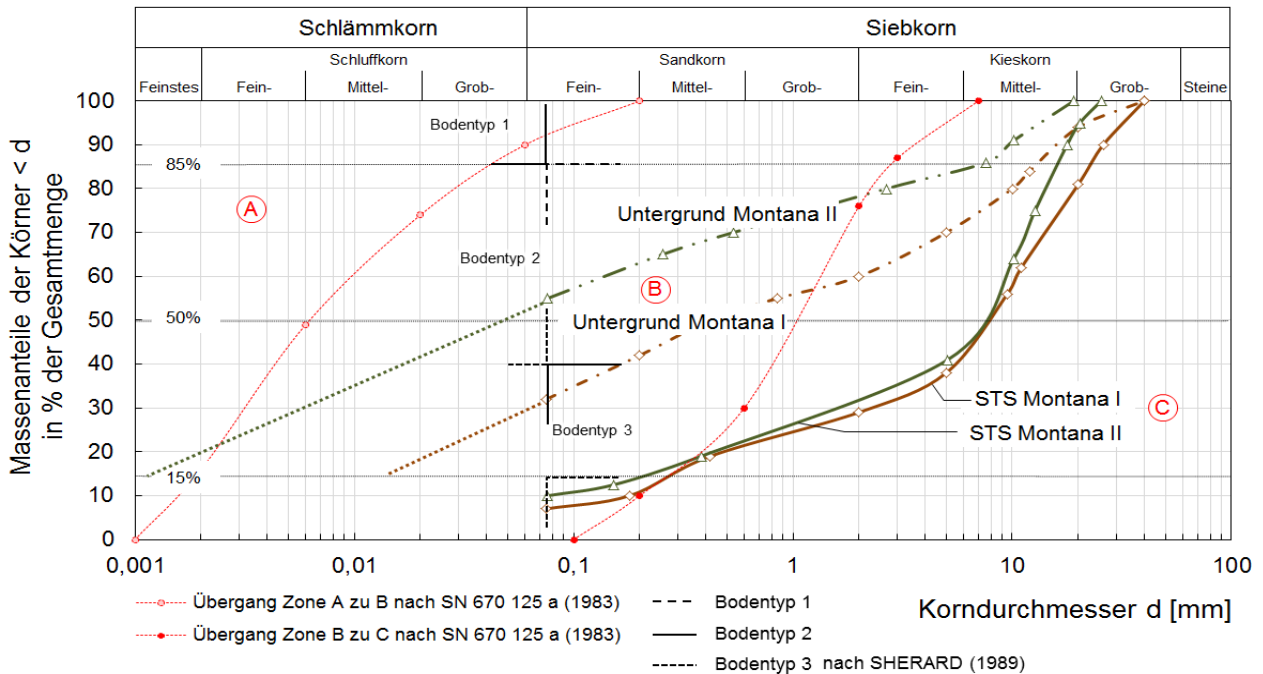


Abb. 2.87: Kornverteilungen Montana I und Montana II und Zuordnungsgrenzen zu Körnungsbereichen nach SHERARD, 1989, und SN 670 125 a

Der zulässige kritische Gradient normal zur Schichtgrenze, bei dem Filtereffekte bzw. Suffosion auftreten, wird nach DVWK 221 (1992) für schluffige Tone zu  $i_{krit} = 0,2$  ( $0,6 \div 1,0$  für Kontakterosion) angegeben. Floss (2011) merkt dazu an, dass die sehr geringen hydraulischen Gradienten, bei denen an der Kontaktfläche Boden/Filter erste suffosive Kornbewegungen auftreten, zu fortschreitender Kontakterosion führen können. Nimmt man als Fließlänge  $dL$  eine Mischzone von 2 cm an, entspricht der o.g. hydraulische Gradient einem Druckgefälle von  $0,04 \div 0,2$  kN/m<sup>2</sup>. Berücksichtigt sind hierbei ausschließlich hydrostatische Bedingungen. Unter Berücksichtigung der Spannungsdifferenzen, die nach Kap. 2.6 an der Schichtgrenze Planum/Tragschicht regelmäßig auftreten und mindestens eine Zehnerpotenz über dem zulässigen Druckgefälle liegen, sind planmäßig hydrodynamische suffosive Erosionsvorgänge zu erwarten. Unter weiterer Berücksichtigung der für die Böden zu erwartenden Feinkornmobilität (DVWK 221, 1992) unter hydrodynamischen Bedingungen stellen die in Tabelle 2.5 zusammengestellten Filterkriterien und Abstandsverhältnisse ( $A_{50}$ ; Soll/Ist) damit eine nicht auf der sicheren Seite liegende Abschätzung dar (vgl. auch Erfahrungen von Floss & Bräu (1988)). Das Mindestkriterium Soll/Ist der unter hydrostatischen Bedingungen geprüften Schichtgrenzen sollte demnach für hydrodynamische Randbedingungen um eine Zehnerpotenz verschoben werden. Für die Testfeldserie Montana II kann die Filterstabilität der Böden daher nicht als gegeben angenommen werden, in Tabelle 2.5 ist dieser Umstand bereits berücksichtigt.

Von Cuelho et al. (2014) wurde nach Ausbau der Testfelder Montana II ein Anstieg des Feinkornanteils oberhalb der Bewehrungsebene für alle Testfelder mit offenen Gitterstrukturen festgestellt. In den Testfeldern mit geschlossenen Strukturen (Gewebe Mirafi (fibrilliertes Gewebe) und mech. verf. Vliesstoff 800 g/m<sup>2</sup>), die eine Trennfunktion erlauben, wurde kein erhöhter Feinkornanteil festgestellt (Abb. 2.88). Der Anstieg des Feinkornanteils liegt bei den Gitterstrukturen bei mehr als 50 %, der daraus folgende Abfall der Tragfähigkeit liegt bei Anwendung der Abschätzung nach Gl. 6 bei rd. 13 % (Abb. 2.89). Bei Annahme einer Zone mit überhöhtem Feinkornanteil (Feinkornkontamination durch fehlende Trennfunktion) von rd. 5 cm beträgt die Querschnittsschwächung gegenüber der Ausgangsdicke von 30,5 cm rd. 16 %.

Tabelle 2.5: Prüfung der Filterstabilität für die Baustoffkombinationen Montana I und II für weitgestufte Böden unter hydrostatischen Bedingungen

Filterstabilität	KARPOFF, 1955	SHERARD, 1989
Kriterium	$D_{50,ToB} \leq 58 \cdot d_{50,PL}$ (Gl. 4) $A_{50} = D_{50,ToB} / d_{50,PL}$	Bodentypverfahren
Montana I	7,8 mm $\leq$ (58 · 0,47 mm = 27,3 mm); ( $A_{50} = 16,8$ ) Soll/Ist = 3,5 K.e.	Bodentyp 3 (Abb. 2.87) ( $d_{15,ToB} = 0,28$ mm < 4 ÷ 12 mm Soll/Ist = 14 K.e.
Montana II	7,6 mm $\leq$ (58 · 0,04 mm = 2,32 ( $A_{50} = 190$ ) Soll/Ist = 0,31 n.e.	Bodentyp 2 (Abb. 2.87) ( $d_{15,ToB} = 0,28$ mm) < 0,7 mm Soll/Ist = 3,3 K.e.

Angaben zu Feinkornanteilen angenommen; K.e.: Kriterium erfüllt; n.e.: Kriterium nicht erfüllt

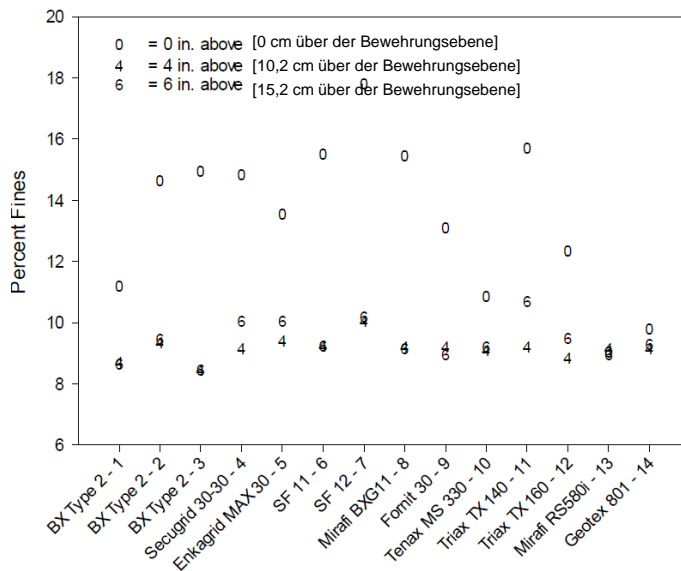


Abb. 2.88: Anteil der Feinkornfraktionen nach Ausbau der Testfelder Montana II (Cuelho et al., 2014)

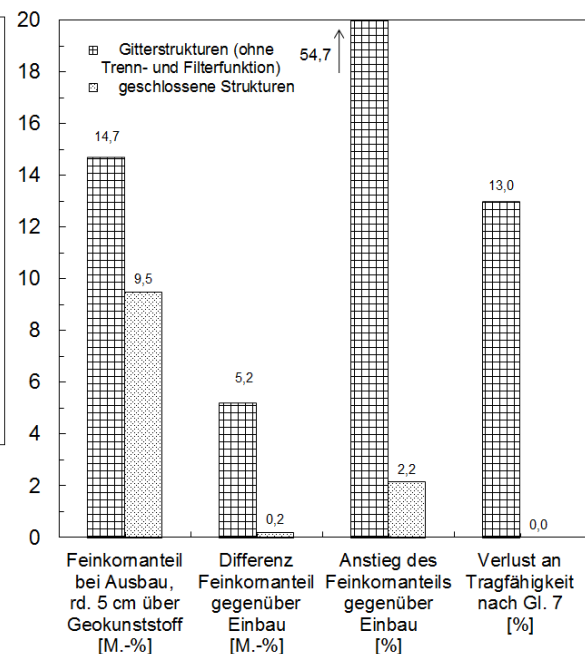


Abb. 2.89: Bewertung des Tragfähigkeitsverlustes der Testfelder Montana II infolge des überhöhten Feinkornanteils

Vor dem aufgezeigten Hintergrund ist der Verzicht auf eine Trenn- und Filterfunktion bei den Testfeldern mit Geogittern in der Versuchsserie Montana II nicht nachvollziehbar. Betrachtet man die Teilergebnisse der Serie Montana II unter diesem Aspekt, d.h. eine fehlende Filterfunktion für die Geogitter und eine vorhandene Filterfunktion bei dem Gewebe in Kombination mit einer doppelt so hohen Zugfestigkeit des Gewebes im Vergleich zu den Geogittern, wird plausibel, dass das Gewebe in diesem Fall sehr gut wirkt, der Vergleich ist aber durch die unterschiedlichen Bedingungen stark verzerrt. In der Bewertung von Testfeldern ist der Einfluss der Einzelfunktionen Trennen, Filtern und Bewehren daher differenziert zu betrachten.

### 2.5.2.2 Numerische Untersuchungen

Ergänzend zu den Untersuchungen unter statischer Last (Kap. 2.5.1.2) führen Bräu & Vogt (2011) Berechnungen an einer direkt befahrenen Tragschicht unter bewegten Radlasten mit zwei Überfahrten durch. Dabei zeigt sich ein signifikanter Unterschied in der Spannungsausbreitung im Boden im direkten Vergleich zu den Spannungsverhältnissen unter einer Lastplatte, da sich Bereiche hoher Beanspruchung mit hohen Auslastungsgraden der Scherfestigkeit sowohl in der Tragschicht als auch im Untergrund ausbilden. Die Autoren schließen aus der erkennbaren Walkarbeit, dass diese sowohl zu einer Nachverdichtung bei gut drainfähigen Böden führen kann als auch zu dem gegenläufigen Effekt bei hoch gesättigten Böden, die keine Tendenz zur schnellen Wasserabgabe beim Auftreten von Porenwasserüberdrücken aufweisen. Möglich sind in Abhängigkeit der Untergrundbeschaffenheit damit zyklisch-degressive als auch zyklisch-progressive Verformungsakkumulationen.

Bhandari & Han (2010) untersuchen den Einfluss einer bewegten Radlast unter Berücksichtigung von Geotextilien und unter Variation der vertikalen Lage, des Verbundbeiwertes zwischen Bewehrung und Boden und der Steifigkeit. Sie stellen dabei unter Annahme vollen Verbundes zwischen Bewehrung und Boden ( $\lambda = 1,0$ ) fest, dass die maximale vertikale Verformung der Bewehrung (Abb. 2.90) bei Anordnung dicht unter dem Rad (Variante 1) größer ist als bei doppelt so großem Abstand von der Lasteinleitungsfläche (Variante 2), die Verformungen unter dem Rad in Variante 2 aber abnehmen. Für den Fall, dass die Bewehrung einen verminderten Reibungsbeiwert aufweist ( $\lambda = 0,8$ ) und keine Festigkeit [oder sehr geringe Dehnsteifigkeit bei den relevanten Verformungen, Anm. des Verf.], wird das System verschlechtert. Das Modell berücksichtigt dabei keine Schubbeanspruchung direkt unter dem Rad, durch die Verformungen ergeben sich daher Zugkräfte in Fahrtrichtung.



### 2.5.3 Bemessung bewehrter Tragschichten

Die Verfahren zur Bemessung bewehrter Tragschichten basieren sowohl auf rein theoretischen Überlegungen und rein empirischen Ableitungen als auch auf einer Kombination von theoretischen Modellen unter Ansatz von empirisch abgeleiteten Faktoren. Die Verfahren gehen dabei entweder von großen Verformungen infolge von Überführungen oder von einer Zunahme der Tragfähigkeit aus.

#### 2.5.3.1 Modellvorstellungen

Die häufigsten Grundmodelle zur Abbildung von Bewehrungseffekten in dünnlagigen Tragschichtsystemen stellen Halliburton et al. (1981) zusammen (Abb. 2.91). Die Aufnahme von Schubspannungen durch die Bewehrung (Abb. 2.91 (a)) (lateral restraint), die daraus resultierende Erhöhung des Grundbruchwiderstandes (Abb. 2.91(b)) (bearing capacity increase), die sich auch aus der direkten Bewehrung einer tiefliegenden Scherfuge ergeben kann, und die Unterstützung der Tragschicht durch die Vertikalkomponente einer membranartig verformten Bewehrungslage (Abb. 2.91 (c)) (Membranwirkung, membrane tension support) bilden auch heute noch die Grundzüge der geräuchlichen Modellvorstellungen.

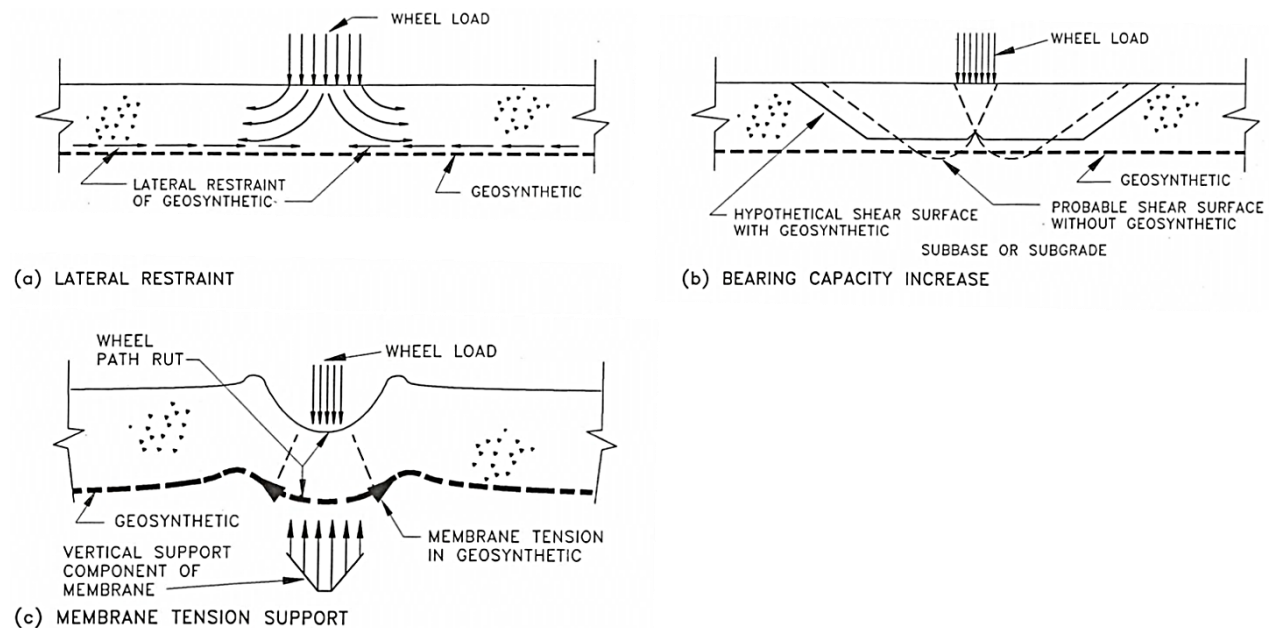


Abb. 2.91: Modellvorstellung zur möglichen Bewehrungsfunktion von Geokunststoffen

(a) Schubspannungsaufnahme, (b) Erhöhung des Grundbruchwiderstandes und

(c) Unterstützung durch Membranspannungen (nach Halliburton et al., 1981, in Holtz et al., 1997)

Dawson (1997) diskutiert Ursachen der Spurrillenbildung und trennt das dreidimensionale Spannungsfeld unter einem Rad gedanklich in ein ebenes Modell in Spurrillenachse und quer dazu. Für das ebene Modell in Spurrillenachse untersucht er die Kornbewegungen. Während sich

die Verformungen bei Annäherung des Rades wellenartig ausbreiten, folgt ein Bodenelement (Abb. 2.92, (+)) oszillierend einer gekrümmten Bahn, wobei sich elastische und plastische Kompression und Ausdehnung näherungsweise ausgleichen. Für die Querachse beschreibt er Untersuchungen an Teststrecken anderer Autoren, die deutlich seitliche Ausweichbewegungen des Tragschichtmaterials anzeigen. Der Anteil der Untergrundverformungen lag in diesen Untersuchungen bei nur 51 % der Gesamtverformungen. Die seitlichen Ausweichbewegungen decken sich mit Beobachtungen von Ruddock et al. (1982), die Verschiebungen und Stauchungen von Geokunststoffen zwischen zwei Spurrillen finden. Dawson (1997) schließt daraus, dass die Annahmen z.B. von Giroud & Noiray (1981), die die Verformungen allein dem Untergrund zuordnen, nicht befriedigend sein können und Modelle, die einen Schubkrafteintrag in die Geokunststoffe ansetzen (Abb. 2.91, (a)), zutreffender sind.

Giroud & Noiray (1981) gehen davon aus, dass auf der Oberseite einer Tragschicht eingetragene Spannungen über die Tragschicht unter einem Lastausbreitungswinkel  $\alpha_0$  verteilt werden. Unter der Annahme, dass der Lastausbreitungswinkel durch den Einfluss der Bewehrung vergrößert wird, kann die Tragschichtmächtigkeit für die Bedingung gleichbleibender Spannungen auf dem Planum ( $p_0 = p$ ) reduziert werden ( $h < h_0$ ). Im Umkehrschluss können die Spannungen auf dem Planum reduziert ( $p_{ec,unbewehrt} = p_{ec,bewehrt}$ ;  $h_0 = h$ ;  $p < p_0$ ) oder größere Lasten eingetragen werden ( $p_{ec,unbewehrt} < p_{ec,bewehrt}$ ;  $h_0 = h$ ;  $p = p_0$ ). Maßgebend ist allein der (für die geokunststoffbewehrte Tragschicht repräsentative) Lastausbreitungswinkel. Das Modell wurde u.a. von Weisemann (1994) für Planumsschutzschichten adaptiert.

Ruddock et al. (1982) kommen für Versuchsstrecken mit Geweben zu dem Schluss, dass das Modell von Giroud & Noiray (1981) die Lastverteilung überschätzt. Sie stellen weiter fest, dass permanente Dehnungen der Geokunststoffe quer zur Spurrille auftreten können, die das Modell nicht zulässt.

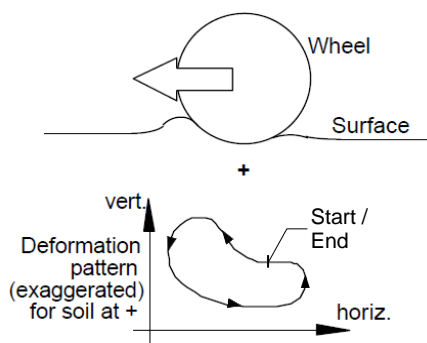


Abb. 2.92: Prinzipieller Verlauf der Kornbewegung im ebenen Verformungszustand in der Hauptachse des überrollenden Rades (Dawson, 1997)



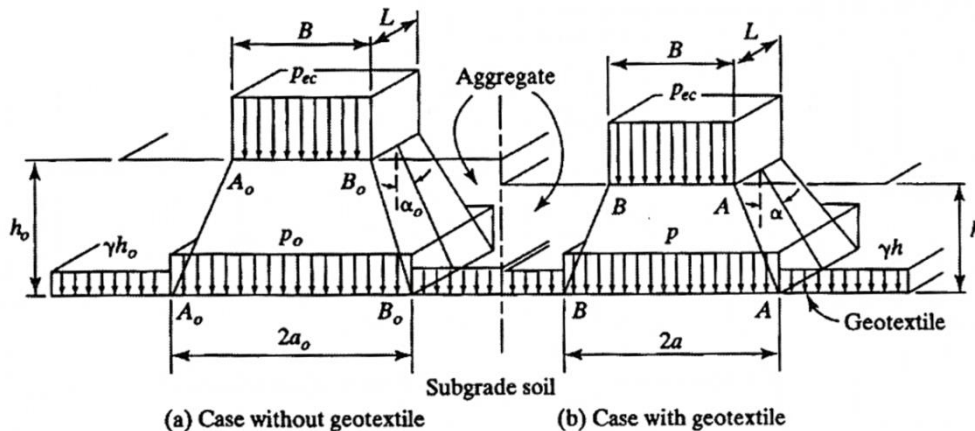


Abb. 2.93: Modellvorstellung zur Vergrößerung der Lastausbreitung und Spannungsäquivalenz bei geringerer Tragschichtmächtigkeit (Giroud & Noiray, 1981, in Koerner, 1986/2012)

### 2.5.3.2 Ausgewählte Bemessungsverfahren

Mehrschichtmodelle (im Wesentlichen Zwei- und Dreischichtmodelle) liefern bei der Dimensionierung im Straßenbau ausreichend übertragbare Ergebnisse (vgl. Kap. 2.3.5.1), und werden z.T. auch für bewehrte Tragschichten verwendet. Einschränkend gilt hier ebenso wie für unbewehrte Systeme, dass die Modelle infolge der elastischen Materialkennwerte Plastifizierungen durch Überschreitung von Zugspannungsbedingungen nicht abbilden können (Floss et al., 1984) und auf die Anwendung bei sehr kleinen Verformungen begrenzt bleiben. Verbundeffekte, akkumulierte Verformungen etc. sind nur als verschmierte Kennwerte darstellbar. Bemessungen, die auf der Basis von Mehrschichtmodellen abgeleitet wurden, liefern unter Berücksichtigung von Streuungen praxistaugliche Ergebnisse. Nachstehend sind exemplarisch die Verfahren von Beckmann & Prahl (1990) und Saathoff & Horstmann (1999) bzw. Reuter et al. (2000) beschrieben. Darüber hinaus werden ausgewählte Verfahren beschrieben, die nach Gleichgewichts- oder Äquivalenzmodellen arbeiten und mehr oder weniger stark empirisch geprägt sind.

- Beckmann et al. (1990)

Basierend auf Untersuchungen aus USA und Canada wurde durch KENNEPOHL, 1984, ein vom Soil Support Value (S) abhängiger Abminderungsfaktor gegenüber unbewehrten Tragschichtaufbauten abgeleitet. Der Abminderungsfaktor gilt für grobkörnige Tragschichten. Nähere Angaben zu Randbedingungen der zugrunde liegenden Untersuchungen (Böden, klimatische Bedingungen, Aufbauten der untersuchten Strecken oder Laboruntersuchungen) werden nicht genannt. Zur Übertragung auf europäische Bedingungen unter Nutzung des  $E_{v2}$ -Wertes werden verschiedene Korrelationen (vgl. Anhang, Tafel 1) genutzt. Der

Abminderungsfaktor wird auf die von Voss (1961) gefundenen Zusammenhänge, ergänzt durch Berechnungen an Zweischichtmodellen nach ODEMARK und unter Abgleich mit Bemessungsvorschriften der Deutschen Bundesbahn (vgl. Kap. 2.5.3.3) bezogen und entsprechende Bemessungsdiagramme angegeben.

Die Bemessungsdiagramme wurden je nach zu erreichender Tragfähigkeit für Sand ( $E = 80 \text{ MN/m}^2$ ), kiesigen Sand ( $E = 100 \text{ MN/m}^2$ ), Kies ( $E = 120 \text{ MN/m}^2$ ), Brechkorngemisch ( $E = 150 \text{ MN/m}^2$ ) und Schotter ( $E = 180 \text{ MN/m}^2$ ) aufgestellt. Für die Bewehrungskomponente wird von formstabilen Geogittern mit knotensteifen Querrippen zur weitgehend normalspannungsunabhängigen Aufnahme von Schubkräften und einer Dehnsteifigkeit  $J_{2\%} \geq 610 \text{ kN/m}$  ausgegangen.

Die Diagramme fanden seit der Veröffentlichung bis 1999 regelmäßige Anwendung durch die Firma Naue Fasertechnik GmbH unter Verwendung biaxialer gestreckter Geogitter mit Nennfestigkeiten von i.d.R.  $30 \text{ kN/m}$  bis  $40 \text{ kN/m}$ , bei Sekundärbewehrungen und guten Ausgangstragfähigkeiten des Untergrundes  $20 \text{ kN/m}$ , und seitdem durch die Firma Tensar International, Bonn.

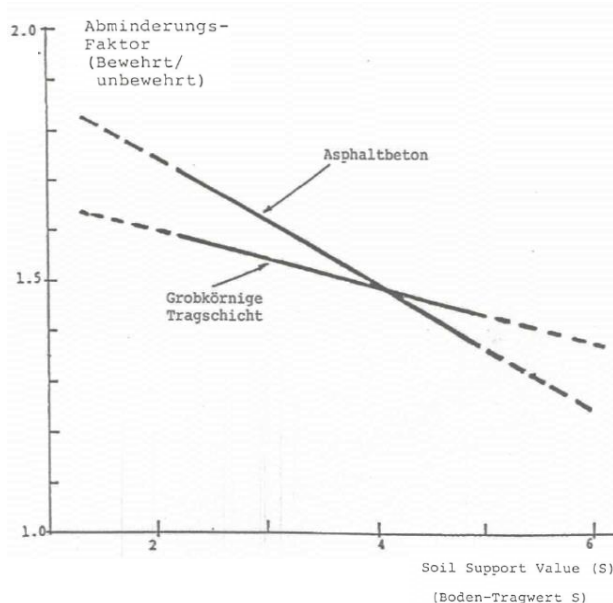


Abb. 2.94: Abminderungsfaktor bewehrt / unbewehrt, nach KENNEPOHL (1984), in Beckmann & Prah (1990)

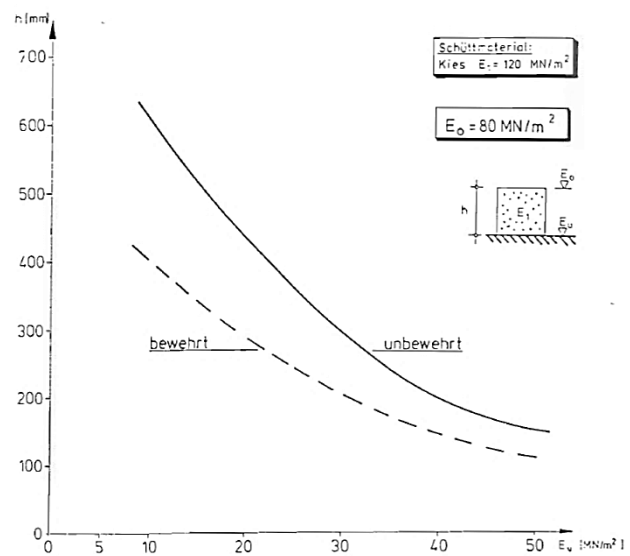


Abb. 2.95: Beispiel eines Bemessungsdiagrammes nach Beckmann & Prah (1990)

- Saathoff & Horstmann (1999) bzw. Reuter et al. (2000)

Saathoff & Horstmann (1999) berichten über Erfahrungen mit der Anwendung von Geogittern nach dem Verfahren von Beckmann & Prah (1990) im Straßen- und Wegebau und geben ein Diagramm an, das zusammenfassend Bemessungsgraphen für knotensteife Geogitter auf der Basis von Beckmann & Prah (1990) zeigt. Mit Herausgabe des Secugrid®-Handbuchs (Reuter et al., 2000) wird das Diagramm für gelegte, an den Verbindungspunkten verschweißte

Geogitter adaptiert. Die von NAUE herausgegebene *Bemessungsanleitung für Secugrid und Combigrid Geogitter in Tragschichten* (2003) differenziert auf der Basis von Erfahrungswerten verschiedene Tragschichtmaterialien analog zu Beckmann & Prahl (1990) (Sand, kiesiger Sand, Brechkorn, Schotter).

Für die gelegten, an den Verbindungspunkten verschweißten Geogitter aus monolithischen Flächstäben wird in Abhängigkeit der Untergrundtragfähigkeit zwischen den Bewehrungsprodukten unterschieden. Die den empfohlenen Produkten zuzuordnende Dehnsteifigkeit liegt im Bereich von  $10 \leq E_{v2,u} < 30 \text{ MN/m}^2$  bei  $J_{k0,2\%} = 600 \text{ kN/m}$ , im Bereich von  $5 \leq E_{v2,u} < 25 \text{ MN/m}^2$  bei  $J_{k0,2\%} = 800 \text{ kN/m}$  und im Bereich von  $2 \leq E_{v2,u} < 20 \text{ MN/m}^2$  bei  $J_{k0,2\%} = 1600 \dots 1200 \text{ kN/m}$ . Die Korrelationen zwischen der Tragfähigkeit des Untergrundes  $E_{v2,u}$  und dem CBR-Wert bindiger Böden wurde nach Floss (1973) angenähert, vgl. Anhang, Abb. 1. Vollmert & Besser (2009) zeigen anhand von umfangreichen Baustellenergebnissen, dass die Bemessungsergebnisse im Mittel ausreichend genau validiert werden können.

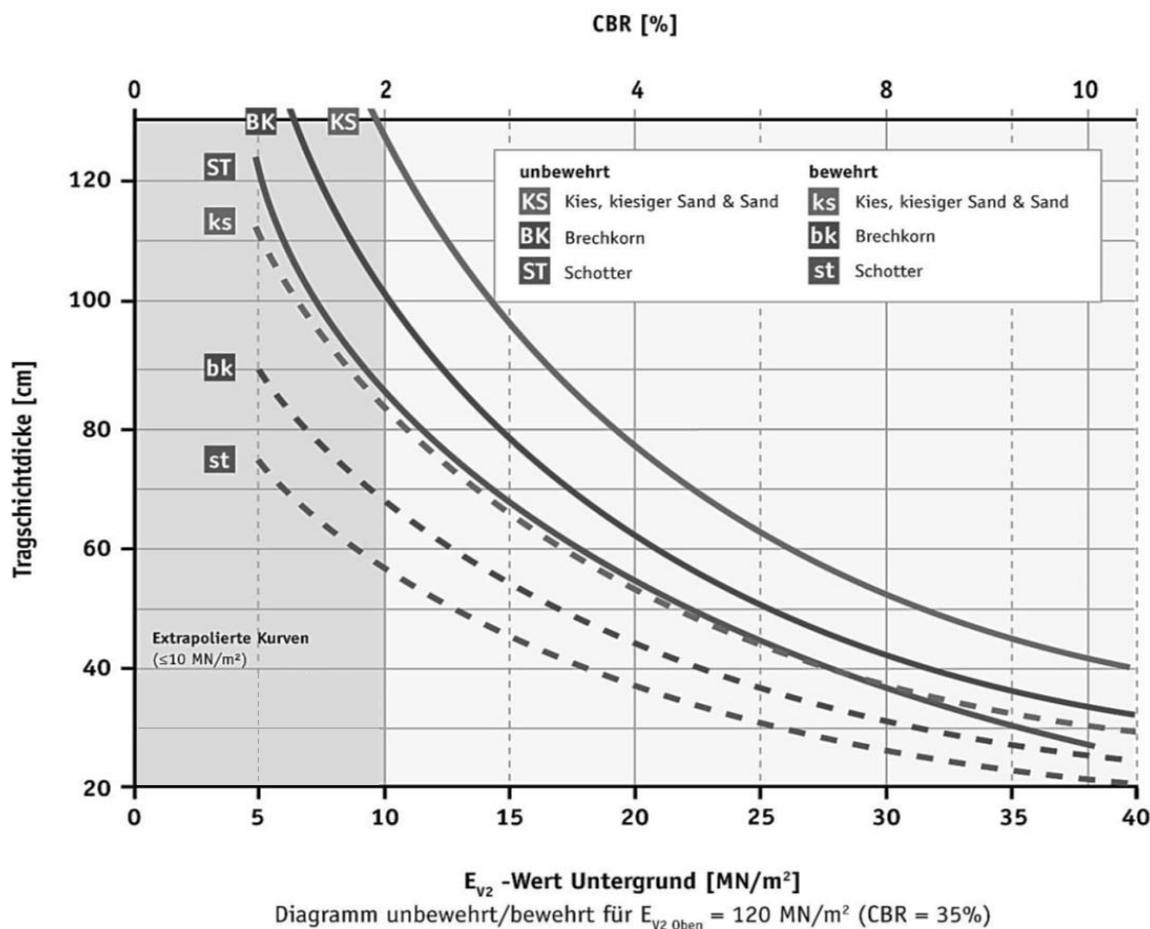


Abb. 2.96: Erforderliche Tragschichtmächtigkeit in Abhängigkeit des eingesetzten Schüttmaterials unter Verwendung gelegter Geogitter, Beispiel für  $E_{v2,o} = 120 \text{ MN/m}^2$  (*Bemessungsanleitung für Secugrid und Combigrid Geogitter in Tragschichten*, 2003), Fassung 2011

- Giroud & Noiray (1981)

Das vermutlich am häufigsten genutzte und meistzitierte Verfahren nach Giroud & Noiray (1981) basiert im Gegensatz zu den vorgestellten auf der Mehrschichttheorie basierenden und an Messergebnissen validierten Verfahren auf Gleichgewichtsbetrachtungen. Angenommen wird im Wesentlichen eine Lastverteilung in der Tragschicht über einen Lastausbreitungswinkel sowie die Aufnahme der Sohlspannungen durch verformungsinduzierte Membranspannungen und die undrainierte Scherfestigkeit des Untergrundes. Zur Ableitung der Verformungen gehen die Autoren von einer grundbruchähnlichen, volumentreuen Plastifizierung des Untergrundes aus (Abb. 2.97).

Die Bemessung erfolgt in drei Schritten. Zunächst wird für den statischen Fall unter der Bedingung der Einhaltung der zulässigen Grundbruchspannung und unter Annahme einer Lastausbreitung durch die Tragschicht die erforderliche unbewehrte Tragschichtmächtigkeit  $h_{0,stat.}$  ermittelt. Unter Annahme volumentreuer plastischer Verformungen nach Überschreiten des Grenzzustandes der Tragfähigkeit wird für die zulässige Spurrillentiefe die erforderliche (membran-)bewehrte Tragschichtmächtigkeit  $h_{stat.}$  berechnet, sodass sich die Tragschichtreduktion  $\Delta h_{stat} = h_{0,stat.} - h_{stat.}$  ergibt. Im dritten Schritt wird nach Gl. 13 die für die erwarteten Überfahrten und die zulässige Spurrille erforderliche Tragschichtmächtigkeit  $h_{0,zykl.}$  für den unbewehrten Fall empirisch ermittelt. Unter der Annahme, dass die aus der statischen Betrachtung abgeleitete Spurrillenreduzierung  $\Delta h$  übertragbar ist, ergibt sich die erforderliche Tragschichtmächtigkeit zu  $h_{zykl.} = h_{0,zykl.} - \Delta h_{stat.}$

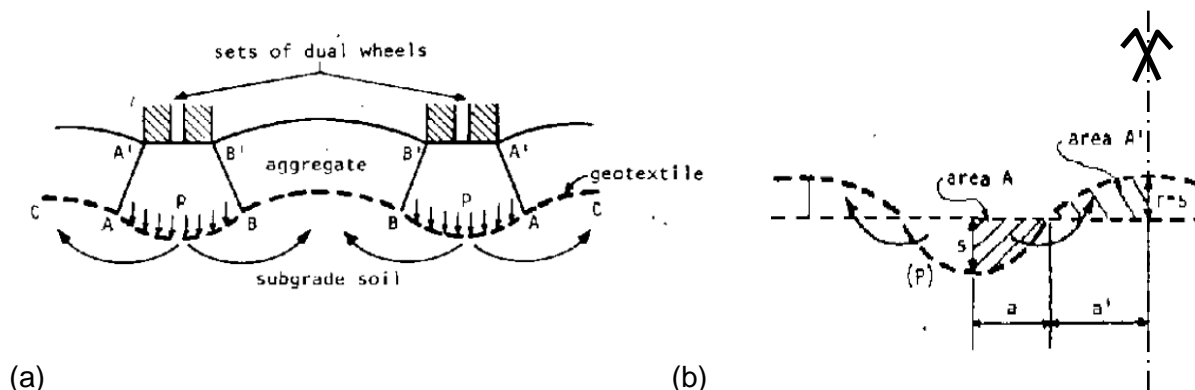


Abb. 2.97: Kinematik unbefestigter Straßen und Berücksichtigung von volumengleichen plastischen Verdrängungsvorgängen unter der Bewehrung im Modell nach Giroud & Noiray (1981)

- Jaecklin & Floss (1988)

Auf der Basis von Giroud & Noiray (1981) werden in Ergänzung bereits existierender Schweizer und französischer Dimensionierungsregeln den 88 bereits genutzten Fallbeispielen acht aus Überfahrversuchen (vgl. Laier & Bräu, 1987) empirisch ermittelte Bemessungsfälle auf sehr weichem Untergrund hinzugefügt und überarbeitete Regressionsgleichungen angegeben. Die Gleichungen stellen nach Angaben der Autoren daher keine theoretische Herleitung dar, erlauben

aber eine praxisgerechte Dimensionierung in Abhängigkeit der Verkehrsbelastung, der Untergrundtragfähigkeit, der Anzahl der Bewehrungslagen und Zugfestigkeit der Geotextilien und des verwendeten Schüttmaterials.

Ergebnis der Bemessung ist die Spurrillentiefe. Die Autoren weisen darauf hin, dass bei Spurrillentiefen  $> 15$  cm mit Behinderungen des Baustellenverkehrs zu rechnen sei (Jaecklin et al., 1988). Spurrillen sind nicht durch Abschieben auszugleichen, sondern sind immer durch neues Material aufzufüllen (Floss & Bräu, 1988)<sup>15</sup>, Abb. 2.98.

Die Zugfestigkeit des Geotextils wird von Jaecklin & Floss (1988) auf ca.  $35 \text{ kN/m}$  bei  $11 \% \div 15 \%$  Dehnung begrenzt, was einer Dehnsteifigkeit  $J_{15\%} = 318 \div 233 \text{ kN/m}$  und damit leichten Geweben oder starken Vliesstoffen entspricht. Höhere Dehnsteifigkeiten werden nicht zugelassen, da sie zu unzulässig geringen Schichtmächtigkeiten der Tragschicht führen würden. Die mit höheren Zugfestigkeiten theoretisch erzielbaren geringen Tragschichtdicken werden mit Hinweis auf wiederholte Misserfolge u.a. mit großen Spurrillen durch Mindestwerte der Tragschichtmächtigkeit negiert (Abb. 2.99). Linien geringerer Tragschichtdicken *gelten nicht und sind nur von theoretischem Interesse*.

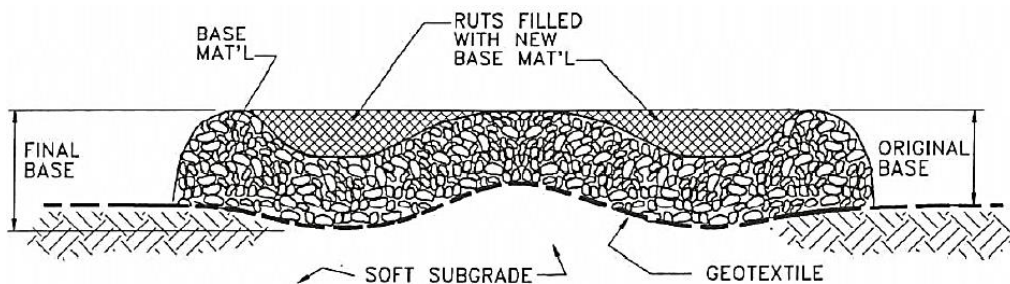


Abb. 2.98: Ausgleichen von Spurrillen durch Auffüllen (Holtz et al., 1997)

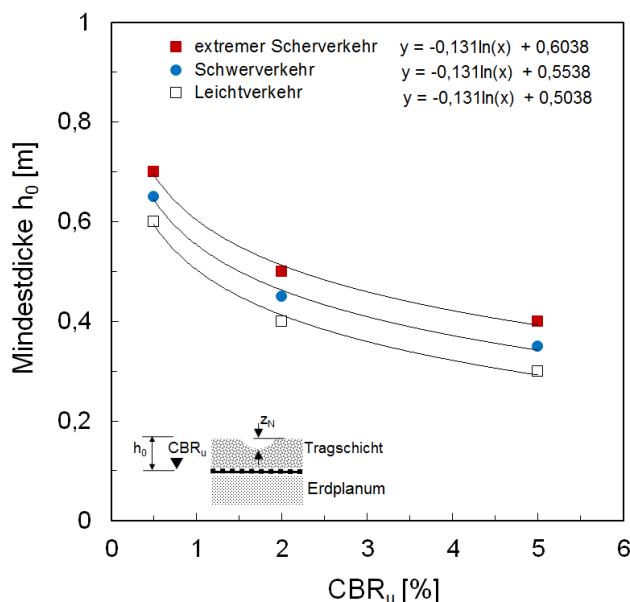
- Sellmeijer (1990)

Von Sellmeijer et al. (1982) wird ein Bemessungsansatz auf der Basis der Membrantheorie an einem ebenen Modell vorgestellt, bei der die Bewehrung nach Vorgabe einer Spurrillentiefe und Auslenkung aus der Einbauebene beansprucht wird (vgl. Beyer, 1999; Bräu & Vogt, 2011; Groot et al., 1986). Als Widerstand des Untergrundes wird die Grenztragfähigkeit in der Bewehrungsebene eingeführt. Das Modell entspricht damit gedanklich den Betrachtungen von Giroud & Noiray (1981), allerdings werden Bereiche außerhalb der Verformungsmulde nicht in die Überlegungen einbezogen und der seitlich verdrängte Boden nicht als günstig wirkender Widerstand (Auflast) berücksichtigt (Groot et al., 1986). Die Lastverteilung über die

<sup>15</sup> Raumann (1982) stellt bei Überfahrversuchen und wiederholten Plattendruckversuchen fest, dass das Ausgleichen der Verformungen durch Zusatzmaterial zu einer Stabilisierung des Systems führt und der Verformungs- bzw. Dehnungszuwachs infolge von Zusatzüberfahrten stark abnimmt bzw. ganz abklingt, die aufbringbare Last wächst.

Tragschichthöhe wird durch einen Lastausbreitungsfaktor berücksichtigt. Berechnungen mit dem Modell zeigen, dass eine Steigerung der Dehnsteifigkeit über  $J = 1500 \text{ kN/m}$  hinaus ohne signifikanten Einfluss auf die mögliche Tragschichtreduzierung bleibt. Der Einfluss des Membraneffektes ist darüber hinaus bei Scherfestigkeiten des Untergrundes  $c_u > 30 \text{ kN/m}^2$  (CBR > 1%) begrenzt bzw. nicht signifikant (Sellmeijer et al., 1982).

Sellmeijer (1990) erweitert und modifiziert das Verfahren, indem der Eintrag von Schubspannungen infolge mobilisierter Reibung in der Schichtgrenze (*mobilized friction*) durch die Bewehrung (*lateral restrain*) eingeführt wird. Für die Tragschicht wird elasto-plastisches Verhalten angesetzt. Die Mobilisierung der Schubkomponente der Bewehrung wird über die Dehnsteifigkeit und die in der Tragschicht auftretende Schubdehnung unter Ansatz des Schubmoduls  $G$  und des Querdehnungskoeffizienten  $\nu$  des Bodens modelliert. Hierbei wird ein unmittelbarer Verbund Boden/Bewehrung unterstellt und gefordert, da anderenfalls lokale Scherfugen zu Durchstanzeffekten führen können. Das Modell kombiniert damit die Grenztragfähigkeit des anstehenden Baugrundes (die auch durch elastisches Verhalten ersetzt werden kann) mit einem spannungs- und verformungsabhängigen Ansatz zur Aktivierung der Bewehrung anhand geschlossener Formeln ohne empirische Korrekturen. Zur Formulierung der Gleichungen siehe auch Sellmeijer (2014). Der Autor fasst die Beziehungen hier nochmals zusammen, eine Parameterstudie oder Validierungsergebnisse werden allerdings nicht präsentiert. Das Modell gilt nur für statische Belastung, eine Erweiterung auf zyklische Lasten liegt nicht vor.



Leichtverkehr:  $N_{gt} < 40/d$ ;  $\Sigma(t) < 10.000t$   
 Schwerverkehr:  $200 < N_{gt} \leq 400/d$ ;  $50.000t < \Sigma(t) < 400.000t$   
 Extremer Schwerverkehr:  $N_{gt} \geq 400/d$ ;  $\Sigma(t) > 400.000t$

Abb. 2.99: Mindestdicken der Schüttung nach Jaecklin & Floss (1988) bei Befahrung ohne Belag

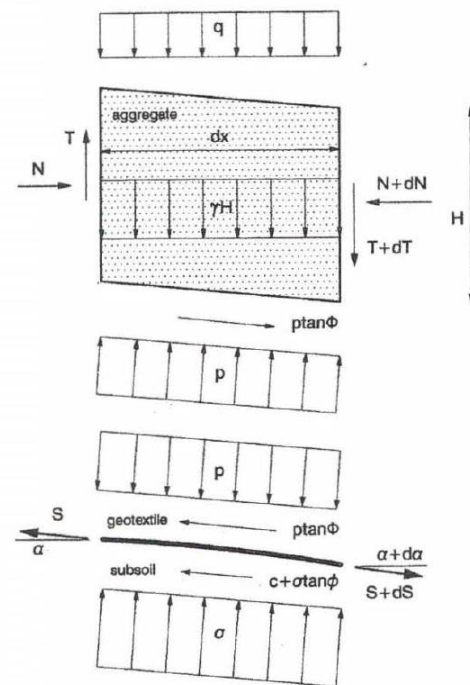


Abb. 2.100: Schnittkräfte am Bodeninkrement und an der Bewehrungslage (Sellmeijer, 1990, 2014)

- Giroud & Han (2004a, b, 2012) und Han & Giroud (2012)

Die Autoren führen anhand empirisch validierter Eingangswerte den Effekt eines Geotextils (Funktion Trennen) und eines Geogitters auf Vlies (Trennen und Bewehren) in die auch für den unbewehrten Fall (Gl. 14) geltenden Funktionen ein. Die Eingangswerte werden im Wesentlichen aus Laborversuchen abgeleitet und für zwei biaxiale, extrudierte Produkte validiert. In der Fassung 2012 werden auch hexagonale Produkte adressiert, allerdings wird keine Differenzierung der Eingangswerte publiziert, wesentliches Kriterium ist die Aperture Stability. Eine Begrenzung der für die Bewehrung zulässigen Verformungen oder aufnehmbaren Zugspannungen, eine Berücksichtigung von Spannungen aus plastischen Verformungen und deren Abbau durch Relaxation oder eine Differenzierung zwischen elastischen und plastischen Verformungs- und Spannungsanteilen findet nicht statt und ist aufgrund der stark empirisch geprägten Zusammenhänge nicht möglich.

Eigene Berechnungen zeigen, wie auch von den Autoren in den späteren Veröffentlichungen selbst angemerkt, eine extreme Abhängigkeit von den Eingangskennwerten für die Produkte. Das Verfahren liefert bei Ansatz höherer Eingangswerte als der der zur Kalibrierung genutzten Produkte deutlich zu niedrige und unrealistische Tragschichtmächtigkeiten. Einschränkungen für die maximal zulässigen Eingangswerte oder Mindestdicken für die Ergebniswerte wie bei Jaecklin & Floss (1988) werden nicht vorgegeben. Die Nutzung gleichbleibender oder geringfügig höherer Eingangswerte zur Aperture Stability, aber zugleich einer Erhöhung der Dehnsteifigkeit, die unter Berücksichtigung anderer hier vorgestellter Forschungsergebnisse einen entsprechenden Einfluss zeigen sollte, ist ebenfalls nicht möglich.

Von Schwerdt et al. (2004) wird eine umfangreiche Vergleichsberechnung für den bewehrten Fall vorgestellt, die unter Berücksichtigung einer entsprechenden Streuung (die sich auch für den unbewehrten Fall ergibt (Abb. 2.28)) eine entsprechende Näherung zwischen Feldmessungen und Berechnungsergebnissen zeigt. Unbefriedigend bleibt aber die Berücksichtigung verschiedener Produkte. Die Anwendung des Verfahrens wird von Schwerdt et al. (2004) [aufgrund der unklaren Eingangswerte (Anm. d. Verf. nach persönlicher Kommunikation mit Prof. Schwerdt vom 31.03.2015)] nicht empfohlen.

- Äquivalenzverfahren

Das Vorgehen entspricht dem ebenfalls auf dem AASHO Road Test basierendem Verfahren der Structural Number (SN), modifiziert mit Einführung AASHTO 93, bei dem prinzipiell durch Einführung eines Korrekturbeiwertes (*Layer Coefficient Ratio, LCR*) auf das Tragverhalten einer ungebundenen Schicht der Einfluss von Geokunststoffen nach Berg et al. (2000) entsprechend Gl. 25 möglich ist. Die Ableitung des LCR-Wertes muss produktspezifisch erfolgen, vgl. hierzu Perkins & Christopher (2009), Perkins et al. (2004), Perkins et al. (2012a); Perkins et al. (2009).

$$SN = a_1 D_1 + LCR a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad (\text{Gl. 25})$$

mit

SN	Structural Number
$D_1$	Dicke der bituminös gebundenen Deckschicht [m]
$D_2$	Dicke der ungebundenen Tragschicht [m]
$D_3$	Dicke der Unterlage / Konstruktionsschicht (soweit vorhanden) [m]
$a_i$	layer coefficient für Asphaltdeckschichten, ungebundene Tragschicht Konstruktionsschichten; Anhaltswerte z.B. nach MUSTAQUE, 1997, in Bahia et al. (2000): - Asphaltdeckschichten $0,2 < a_1 < 0,44$ ; $a_1 = 0,4 \log(E/3000[\text{MPa}]) + 0,44$ - ungeb. Tragschichten $0,06 < a_2 < 0,2$ ; $a_2 = 0,23 \log(E/160[\text{MPa}]) + 0,15$ In eigenen Untersuchungen finden und empfehlen Bahia et al. (2000) tendenziell geringere Werte.
$m_i$	Koeffizient für die Drainagewirkung
LCR	Layer Coefficient Ratio [ $\text{LCR} = \text{GSC} = 1 / (1 - \text{BCR})$ ] [-] GSC: Geosynthetic Structural Coefficient [-] BCR: Base Course Reduction Factor [-]

Da der Wert im direkten Kontext zum Gesamtaufbau steht, kann der LCR-Wert nicht singular aus einfachen Vergleichen von Überfahrtzahlen bewehrter und unbewehrter Überfahrversuche abgeleitet werden, sondern erfordert eine Rückrechnung unter Beachtung der Parameter einzelner Schichten und verläuft nichtlinear (Abb. 2.101 und Abb. 2.102).

Maßgebenden Einfluss hat bei der rechnerischen Rückrechnung von LCR-Werten nach Gl. 25 aus Überfahrversuchen u.a. die angesetzte Steifigkeit ( $a_1 D_1$ ) der Asphaltsschichten. Bei hoher Steifigkeit der Asphaltsschichten nimmt der Einfluss einer Bewehrung tendenziell ab, bei geringer Asphaltsteifigkeit zu. Wird dieses Prinzip nicht beachtet, können u.a. für Bereiche hoher Untergrundtragfähigkeit unzulässig hohe LCR-Werte ermittelt oder extrapoliert werden (Perkins et al., 2012a; Perkins et al, 2012b). Aus einer Zusammenstellung von Teststrecken mit mehr oder weniger gut dokumentierten Versuchsrandbedingungen leiten Berg et al. (2000) Dickenreduzierungen zwischen 30 % ( $\text{BCR} = 0,3$ ) und 56 % ( $\text{BCR} = 0,56$ ) ab, die nach Gl. 25 zu LCR-Werten von 1,42 und 2,27 korrespondieren.

Der LCR-Wert modelliert damit ausgehend von den Ausgangskennwerten des Tragschichtmaterials genau genommen die Materialcharakteristik des Verbundwerkstoffs unter Beachtung der für die Schicht im Kontext des Gesamtaufbaus repräsentativen Spannungs- und



Verformungsrandbedingungen. Soweit eine direkte Bestimmung nicht möglich ist (Optionen dazu vgl. nachstehende Methode des *Mechanistic-Empirical Modeling*), wird er wie beschrieben aus Versuchen am Gesamtsystem zurückgerechnet. Er steht in direktem Zusammenhang mit dem Bemessungskonzept nach AASHTO 93.

Unter Beachtung möglicher Randbedingungen, unter denen TBR-Werte ermittelt werden können, ergibt sich eine sehr große Bandbreite möglicher Werte zwischen 0,8 und 670 (Berg et al., 2000). Der erstgenannte Wert gibt eine Verschlechterung des Systems durch Einlage eines Geokunststoffes an, der letzte Wert wurde an einem sehr steifen Aufbau ermittelt, bei dem sich Verformungen erst nach sehr großen Überfahrtzahlen einstellen.

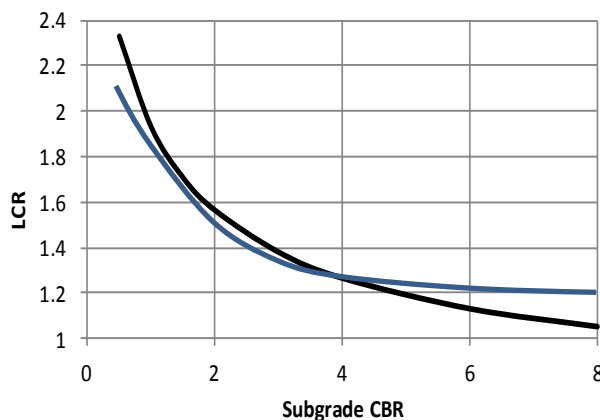


Abb. 2.101: Entwicklung von LCR-Werten (Layer Coefficient Ratio, [-]) in Abhängigkeit von der Tragfähigkeit des Untergrundes (CBR [%]), exemplarisch Perkins & Christopher (2009), Perkins & Edens (2003), in Perkins & Christopher (2012)

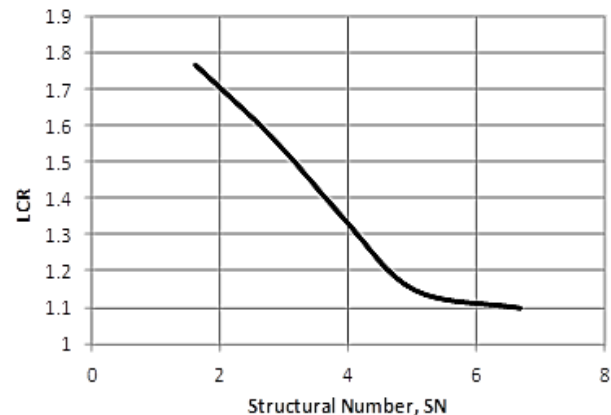


Abb. 2.102: Zusammenhang zwischen der Structural Number SN und dem LCR-Wert (Layer Coefficient Ratio), exemplarisch Perkins et al. (2013)

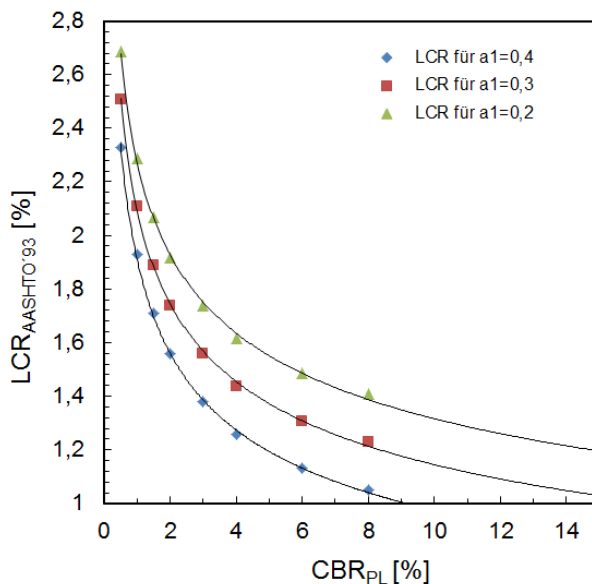


Abb. 2.103: Einfluss der Steifigkeit der gebundenen Asphaltdeckschichten auf die Auswertung des LCR-Wertes am Beispiel der Ergebnisse aus Perkins & Christopher (2012)

- Mechanistic-Empirical Modeling (M-E Method)

Die freie Bemessung von Fahrbahnaufbauten unter Berücksichtigung relevanter Materialkennwerte fordert die Entwicklung und Anwendung von analytischen Berechnungsmodellen, für die u.a. der zyklische Wiederbelastungsmodul (*resilient modulus*) der bewehrten Tragschicht ( $M_r$ ) als Eingangswert dient. Die Bestimmung und Anwendung des zyklischen Wiederbelastungsmoduls unter Berücksichtigung von Bewehrungsprodukten ist Kernelement des Konzepts des *Mechanistic-Empirical Modeling*, das u.a. von Perkins et al. (2004) als Ergänzung zum Design-Konzept nach NCHRP entwickelt wurde. Dabei werden unter Anwendung eines für eine bewehrte Tragschicht kalibrierten zyklischen Wiederbelastungsmoduls die Änderung der Hauptspannungsverhältnisse über drei Phasen (Einbau, Befahrung I und II) modelliert und diese als Zusatzspannungen bei der Ermüdungsberechnung (*Fatigue*) berücksichtigt. Umgekehrt können aus dem kalibrierten Modell nichtlineare LCR-Werte unter Variation der Randbedingungen zur Nutzung im Kontext des Äquivalenzverfahrens rückgerechnet werden (vgl. Abb. 2.101, Abb. 2.102).

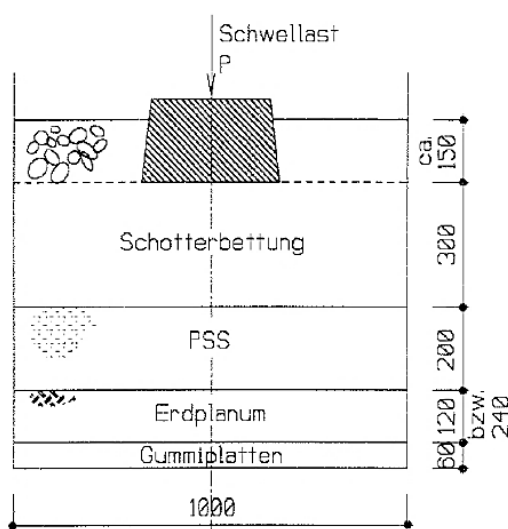
- Numerische Berechnungen

Mit Entwicklung der FE-Methoden stehen leistungsfähige Programme zur Verfügung, die auch große Verformungen abbilden können. Entscheidend für die Qualität der Ergebnisse ist die Wahl der Stoffgesetze, Wahl bzw. Kenntnis der Eingangsparameter und Abbildung der Bau- und Betriebszustände (vgl. Kap. 2.3.5.1).

### 2.5.3.3 Geogitter-bewehrte Schutz- und Tragschichten im Eisenbahnbau

Systematische Untersuchungen zu geogitter-bewehrten Tragschichten im Eisenbahnbau liegen mit der Arbeit von Weisemann (1994) vor. Anhand von Schwelllastversuchen in einem 1,0 m · 1,4 m großen Versuchsrahmen mit einem bahntypischen Aufbau aus feinkörnigem Unterbau, ggf. Geokunststoffen, einer Planumsschutzschicht (PSS) aus Kiessand sowie überlagerndem Schotterbett mit aufgesetzter Halbschwelle (Abb. 2.104) wurde u.a. der Einfluss von Geokunststoffeinlagen auf die Tragfähigkeit und Eigensteifigkeit des Oberbaus untersucht. Zur Sicherstellung einer elastischen Bettung über die Versuchsdauer wurde der Aufbau durch Gummimatten vom Betonuntergrund getrennt. Die Linienlast der Halbschwelle wird in diesem Fall über die Schotterschicht eingetragen.

Der für die Schutz-/Tragschicht verwendete Kiessand weist unter Anwendung der Filterkriterien von TERZAGHI-PECK, 1948, nach Gl. 4 näherungsweise eine ausreichende Filterstabilität gegenüber dem für das Erdplanum verwendeten Ton auf (hier:  $0,4 \leq d \leq 0,1 \text{ mm}$ ), eine Durchmischung der Erdstoffe während der zyklischen Versuche ist demnach unter *hydrostatischen* Bedingungen nicht zu erwarten. Allerdings gelten die Kriterien streng genommen nur für gleichförmige Sande. Bei nichtbindigen Böden und weitgestuften Böden liegen die Kriterien nicht zwangsläufig auf der sicheren Seite, sodass insbesondere bei einem Verlust der Kohäsion bindiger Böden, z.B. durch Porenwasserüberdrücke, mit einer Durchmischung gerechnet werden



Schicht	Klassifikation / Kennwerte
Erdplanum	TL, halbfest; $d_{85} = 0,1 \text{ mm}$ ; $\rho_{Pr} = 1,80 \text{ g/cm}^3$ ; $w_L = 31,1 \%$ ; $w_P = 18,4 \%$ ; $I_P = 12,7 \%$ ; $w_{Pr} = 16,5 \%$
PSS (Kiessand)	SW; $0/16 \text{ mm}$ ; $d_{15} = 0,4 \text{ mm}$ ; $U = 5,8$ ; $C_c = 0,9$ ; $\rho_{Pr} = 1,84 \text{ g/cm}^3$ ; $w_{Pr} = 9 \%$
Geogitter A	PET, $R_{B,k0} = 80 \text{ kN/m}$ ; $\varepsilon_{B,k0} = 12,5 \%$ ; $a = 20 \times 20 \text{ mm}$
Geogitter B	PP, $R_{B,k0} \text{ md/cmd} = 31,5/17,5 \text{ kN/m}$ ; $\varepsilon_{B,k0} \text{ md/cmd} = 11/12 \%$ ; $a = 28 \times 40 \text{ mm}$

Abb. 2.104: Schwelllastversuche mit Halbschwelle - Versuchsaufbau und verwendete Erdstoffe / Geogitter (Weisemann, 1994))

müsste. Hinweise zur Veränderung der Kornverteilung der PSS nach Versuchsende finden sich bei Weisemann (1994) nicht.

Auf den Oberflächen des Erdplanums bzw. der Schutz-/Tragschicht wurden vor und nach Aufbringen der Schwelllasten statische Plattendruckversuche ausgeführt. Die Ausgangstragfähigkeit des Erdplanums lag vor den Schwelllastversuchen i.M. bei  $E_{v2} = 13,9 \text{ MN/m}^2$ , nach Versuchsende nur geringfügig höher bei i.M.  $E_{v2} = 15,2 \text{ MN/m}^2$ .

Gegenüber dem Grundversuch ohne Einlage von Geogittern konnten vor den Schwelllastversuchen keine signifikanten Veränderungen durch die Einlage von Geogittern auf OK Tragschicht festgestellt werden. Demgegenüber ergaben sich nach den Schwelllastversuchen deutliche Verbesserungen der Tragfähigkeit gegenüber dem Grundversuch (Abb. 2.105). Iterative Rückrechnungen der Eigensteifigkeitsmodule mit einem Mehrschichtenmodell (BISAR)<sup>16</sup> haben gezeigt, dass auch die Steifigkeit der bewehrten Schichten insgesamt stark von der unbewehrten Schicht abweicht. Gegenüber dem Grundversuch ergibt sich eine Verbesserung der Tragfähigkeit nach zyklischer Belastung von rd. 20 bis 45 % sowie eine 2,7- bis 3,5-fache Verbesserung des Eigenverformungsmoduls der Kiestragschicht.

Erkennbar ist jedoch auch die Verbesserung der Tragfähigkeit und des rückgerechneten Eigenverformungsmoduls des unbewehrten Grundversuches. Weisemann (1994) führt diesen Effekt auf eine Nachverdichtung der Schutz-/Tragschicht zurück und verweist auf dynamische Triaxialversuche von Güttler (1984), wonach insbesondere im anfänglichen Be- und

<sup>16</sup> Das in der Vergangenheit international gebräuchliche und in vielen Studien genutzte Programm (vgl. Emersleben, 2013; Grätz, 2009; Numrich, 2003; Wellner, 1995) wird nach Mitteilung der Shell Deutschland Oil GmbH vom 16.03.2015 nicht weiter unterstützt und der Vertrieb eingestellt.

Entlastungszeitraum größere Nachverdichtungen bzw. Verformungsreduzierungen auftreten, sodass eine Versteifung / Stabilisierung des Korngerüsts stattfindet (vgl. Kap. 2.1).

Da sich dieser Versteifungseffekt durch die Einlage von Geogittern unmittelbar nach Einbau nicht darstellen lässt, schließt Weisemann (1994), dass der einfache statische Plattendruckversuch offensichtlich ungeeignet ist, die Wirkung von Geogittern zu beurteilen. Da *die Bewehrungswirkung von Geokunststoffen erst unter Dauerbelastung voll aktiviert wird, und ein inniger Verbund zwischen Erdstoff und Geokunststoffen eine wichtige Voraussetzung für den Bewehrungseffekt darstellt*, sollten Tragfähigkeitsmessungen somit nach einer wiederholten Be- und Entlastung herangezogen werden (Weisemann, 1994).

Die nach den zyklisch-dynamischen Versuchen ermittelten Verformungen quer zur Schwellenachse sind in Abb. 2.106 exemplarisch dargestellt. Deutlich erkennbar ist der signifikante geringere Maximalwert der Setzung der mit Geogittern durchgeführten Versuche gegenüber dem Grundversuch. Eine größere seitliche Ausdehnung der Setzungsmulde, wie es bei gleichbleibender Vertikalspannung, aber größerer Eigensteifigkeit der Schutz-/Tragschicht zu erwarten wäre, zeigt sich hingegen nicht. Ähnliche Ergebnisse finden sich in ebenfalls sehr geringer Ausprägung auch bei Meyer & Emersleben (2007). Ursache für den beobachteten Effekt müssen somit unterschiedliche Formänderungen der Schichten sein, die nicht über eine idealisierte elastische Eigensteifigkeit abgebildet werden können.

Betrachtet man weiter den Schwingweg an der Oberseite der Kiestragschicht über die Lastwechsel, wird erkennbar, dass zum einen die Versteifung der bewehrten Tragschicht schneller einsetzt als die ausschließlich aus Nachverdichtung resultierende Versteifung der unbewehrten Tragschicht, zum anderen der Absolutbetrag des Schwingweges über den gesamten Zeitraum der Lastwechsel näherungsweise um den Faktor 2 geringer ist als der der unbewehrten Tragschicht. Da der Anteil der Versteifung der bewehrten Tragschicht aus Nachverdichtung zu Beginn der zyklisch-dynamischen Beanspruchung noch nicht voll wirkt, scheint die Bewehrung dämpfungsähnliche Effekte zu generieren und/oder eine Nachverdichtung und Versteifung zu beschleunigen.

Von Weisemann (1994) wird das zur Bemessung von unbewehrten Tragschichten angegebene Diagramm (Kap. 2.3.5.2, Abb. 2.29) aufgrund der beschriebenen experimentell und theoretisch gefundenen Zusammenhänge um Bemessungsgraphen für geogitterbewehrte Planumschutzschichten aus Kiessand erweitert (Abb. 2.108). Der Anwendungsbereich wird dabei auf eine Tragfähigkeit des Untergrundes von  $E_{v2} \leq 30 \text{ MN/m}^2$  eingegrenzt. Der funktionale Zusammenhang wird auf die bahnspezifische Mindestdicke der PSS von 0,2 m eingegrenzt.

Von Lieberenz (1991; Fischer, 2013) wird das Diagramm um die Produktgruppe der Vliesstoffe erweitert, wobei die in den grundlegenden Untersuchungen von Weisemann (1994) eingesetzten mechanisch verfestigten Vliesstoffe, die in zyklischen Schwelllastversuchen einen positiven Einfluss auf das Gesamttragverhalten zeigten, Flächengewichte der Vliesstoffe von  $450 \text{ g/m}^2$  und eine Dicke von rd. 3 mm aufwiesen.

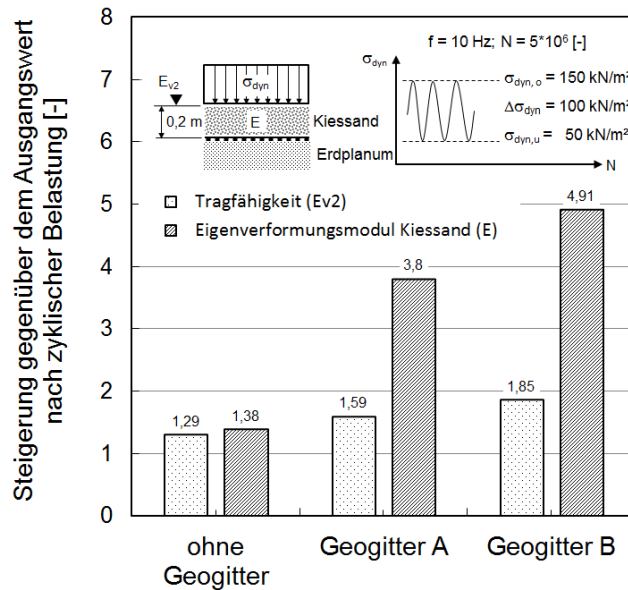


Abb. 2.105: Anstieg der Tragfähigkeit und des Eigenverformungsmoduls einer Kiestragschicht infolge zyklischer Stabilisierung (Datenbasis: Weisemann, 1994)

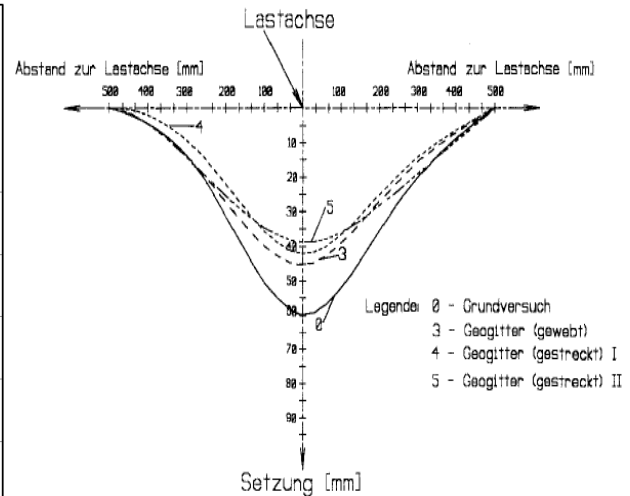


Abb. 2.106: Setzungsmulde auf der Schutz-/Tragschicht nach zyklischer Belastung ( $N = 5 \cdot 10^6$  [-],  $E_{v, dyn}$ , OK Kiessandschicht = 100 kN/m<sup>2</sup>), aus Weisemann (1994)

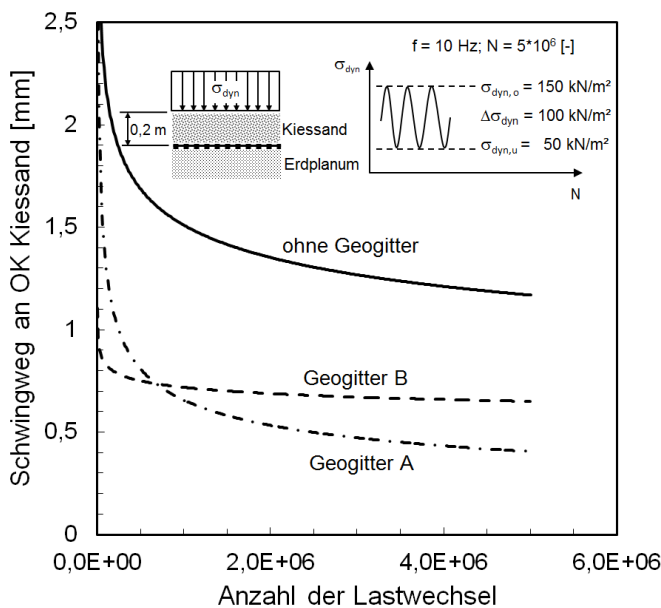


Abb. 2.107: Reduzierung des Schwingweges der Kiestragschicht unter zyklischer Last (nach Weisemann, 1994)

In späteren Untersuchungen (vgl. u.a Fischer et al., 2007) wurden Vliesstoffe zur Planumsverbesserung mit einer Masse von 650 g/m<sup>2</sup> bis 850 g/m<sup>2</sup> eingesetzt, die sich unter den Einbau- und Betriebsbedingungen mit direkter Gleisschotterauflage weitgehend als ausreichend robust gezeigt haben. In den Technischen Mitteilungen der DB Netz AG (TM 2013-256) werden folgend

mechanisch verfestigte Vliesstoffe aus PP der GRK3 mit Flächengewichten von  $\geq 800 \text{ g/m}^2$ , einer Mindestfestigkeit von  $R_{B,k0} \geq 20 \text{ kN/m}^2$  sowie weiteren Anforderungen an die Eigenschaften gefordert. Die Gültigkeit der in Abb. 2.108 angegebenen funktionalen Zusammenhänge im Hinblick auf Vliesstoffe ist unter Einhaltung der vorgenannten Randbedingungen zu verstehen.

Abb. 2.108 zeigt die Zusammenstellung der funktionalen Zusammenhänge für den Fall ohne und mit Geokunststoffeinlage, wobei die unbewehrten Graphen der logarithmischen Näherungsfunktion aus Abb. 2.29 entsprechen. Für die Fälle mit Geokunststoffeinlage (Geogitter nach Weisemann (1994) bzw. Vliesstoff nach Lieberenz (1991; in Fischer, 2013) wurden in Abb. 2.108 ebenfalls logarithmische Näherungsfunktionen abgeleitet, deren Nullpunkt annähernd mit dem der unbewehrten Fälle zusammenfällt.

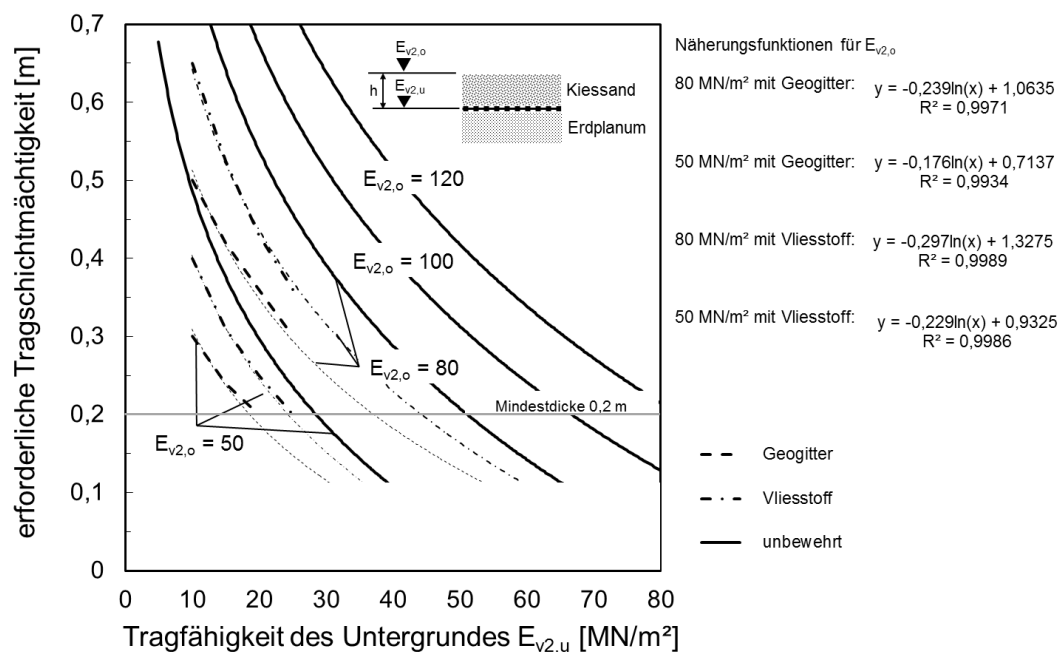


Abb. 2.108: Erforderliche Tragschichtmächtigkeit einer ungebundenen Kiessandschicht *ohne* (Ril 836, 2008) und *mit einer Einlage* aus Vliesstoff (nach Lieberenz, in Fischer, 2013) und Geogittern (Weisemann, 1994), erweitert um Näherungsfunktionen

Zu beachten ist, dass die Graphen auf eine Zieltragfähigkeit auf OK Tragschicht als Bemessungswert abstellen, die zugrunde liegenden Untersuchungen sowohl für den Fall einer Geogittereinlage als auch einer Vliesstoffeinlage aber auf Ergebnissen *nach* zyklisch-dynamischer Beanspruchung basieren. Für den Einbaufall muss daher davon ausgegangen werden, dass die mit dem Plattendruckversuch zu prüfenden Zieltragfähigkeiten nicht immer erreicht werden und durch die Reduzierung der Tragschichtmächtigkeit gegenüber dem unbewehrten Fall im Plattendruckversuch zunächst *geringere* Tragfähigkeiten ermittelt werden als gefordert.

Die Bemessung zielt damit auf eine langfristige Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit und des Verformungsverhaltens von Tragschichten durch die Einlage von Geokunststoffen ab. Die funktionalen Zusammenhänge können so interpretiert werden, dass bei gleicher Untergrundtragfähigkeit die Einlage eines Geokunststoffes die Funktionalität der Tragschicht unter zyklischer Beanspruchung in gleicher Weise verbessert wie eine zusätzliche Tragschichtmächtigkeit von ca. 0,1 m bis 0,2 m.

Von der DB Netz AG wird bei Anordnung eines Geogitters oder eines Verbundstoffes aus Geogitter und mechanisch verfestigtem Vliesstoff nach Anwendungsfall 3.5 oder 3.6 der Prüfbedingungen für Geokunststoffe des Eisenbahn-Bundesamtes (2014) eine Reduzierung der Tragschichtmächtigkeit um 25 % bei einer Untergrundtragfähigkeit  $E_{v2,u}$  zwischen 10 MN/m<sup>2</sup> und 30 MN/m<sup>2</sup> ( $E_{vd} = 5$  bis 25 MN/m<sup>2</sup>) zugelassen. Dieser Bereich deckt sich mit dem von Weisemann (1994) empfohlenen Bereich, da bei größeren Tragfähigkeiten des Untergrundes keine Zunahme der Tragfähigkeit nachgewiesen wurde. Die Ril 836 (2008) fordert darüber hinaus geschwindigkeitsabhängig eine Mindestmächtigkeit der Tragschicht von 0,2 m ( $v \leq 120$  km/h) bzw. 0,25 m ( $v \geq 120$  km/h). In Abb. 2.109 sind die mögliche Reduzierung der Schichtmächtigkeit nach Ril 836 (2008) sowie die dafür abgeleiteten logarithmischen Näherungsfunktionen eingetragen. Gegenübergestellt sind die von Weisemann (1994) gefundenen erforderlichen Schichtmächtigkeiten für den Fall einer bewehrten Tragschicht. Es ergeben sich z.T. signifikante Unterschiede, so wird nach Ril 836 (2008) für den Zielwert von  $E_{v2,o} = 80$  MN/m<sup>2</sup> und eine Untergrundtragfähigkeit von  $E_{v2,u} = 10$  MN/m<sup>2</sup> eine Schichtmächtigkeit von 0,60 m, nach Weisemann (1994) dagegen von nur 0,52 m erforderlich. In Abb. 2.110 sind die Anforderungen an Schichtmächtigkeiten nach Ril 836 (2008) für bewehrte PSS unter Beachtung der zulässigen Anwendungsgrenzen abgeleitet.

Lieberenz (1991; in Fischer, 2013) stellt ohne weitere Erläuterung der Produktgruppe der Geogitter die Produktgruppe der Gewebe beiseite. Eine wissenschaftliche Herleitung und/oder Erläuterung wird nicht gegeben. Geokunststoffe als Bewehrungselemente unter Tragschichten werden im Bahnbau entsprechend den Prüfbedingungen für Geokunststoffe des Eisenbahn-Bundesamtes (2014) in den folgenden Anwendungsfällen eingesetzt:

- 3.4: Trenn- und Filterelemente unter Tragschichten
- 3.5: Bewehrungselement mit zusätzlicher Trenn- und Filterwirkung  
[Verbundprodukte – Anm. des Verf.] (ohne rechnerischen Ansatz)
- 3.6: Bewehrungselement in Tragschichten (ohne rechnerischen Ansatz)

Die mechanischen Anforderungswerte an die Bewehrungskomponente für die Anwendungsfälle 3.5 und 3.6 sind in Tabelle 2.6 zusammengestellt. In beiden Fällen mit Bewehrungsfunktion wird eine Öffnungsweite  $a$  zwischen 10 mm und 40 mm gefordert, die auf die im Bahnbau üblichen Kornverteilungen von 0/32, 0/45, 0/56 und 0/63 abgestellt ist. Gewebe sind damit für die vorstehenden Anwendungsfälle explizit ausgeschlossen.

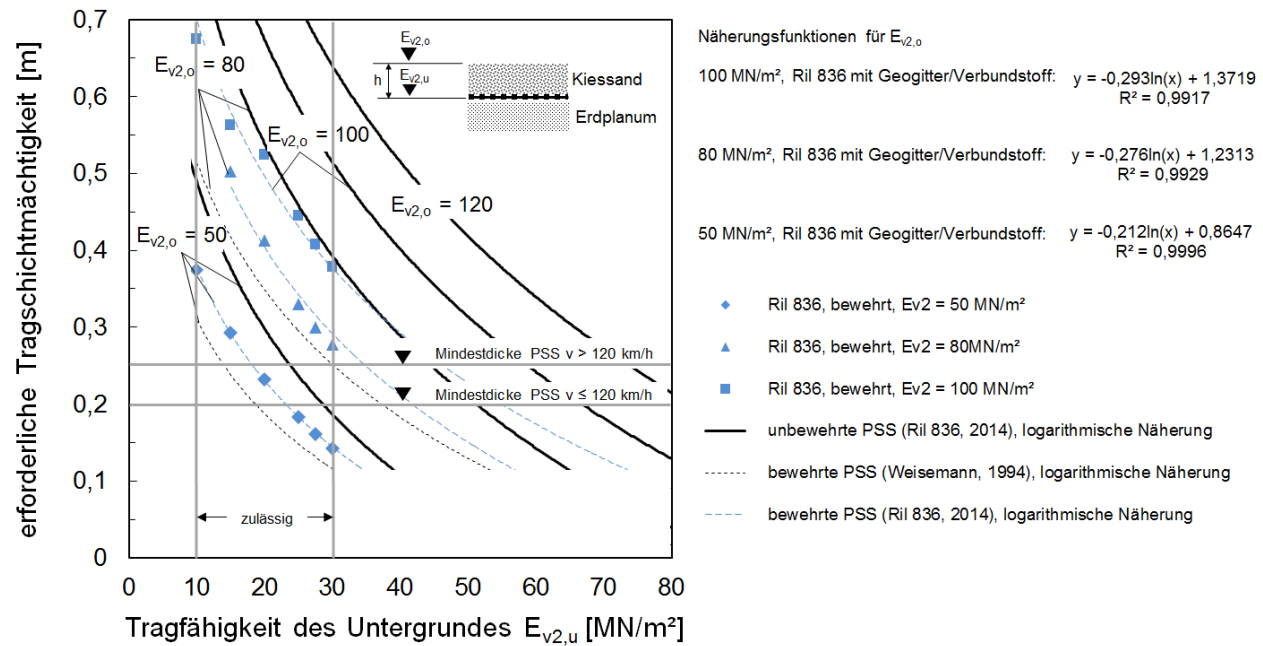


Abb. 2.109: Erforderliche Tragschichtmächtigkeit einer ungebundenen Kiessandschicht ohne und mit einer Einlage aus Geogitter nach Ril 836 (2014), Weisemann (1994), erweitert um Näherungsfunktionen

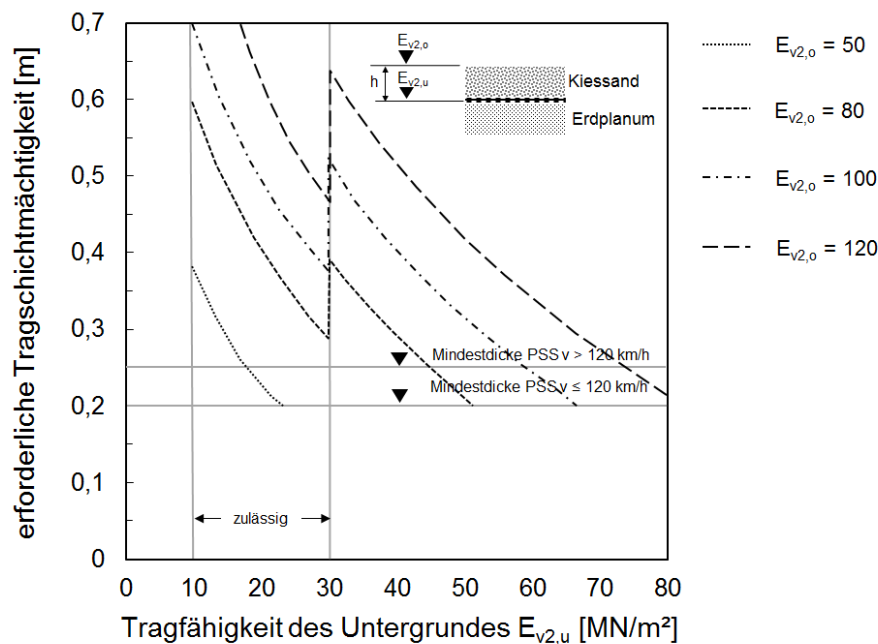


Abb. 2.110: Erforderliche Tragschichtmächtigkeit einer ungebundenen Kiessandschicht ohne und mit einer Einlage aus Geogitter entsprechend Ril 836 (2014)



Tabelle 2.6: Zusammenstellung der Anforderungswerte an die mechanischen Eigenschaften von Bewehrungselementen in Tragschichten (ohne rechnerischen Ansatz); nach: Prüfbedingungen für Geokunststoffe des Eisenbahn-Bundesamtes (2014)

Prüfung	Regelwerk	Einheit	Anforderung
Höchstzugfestigkeit in md und cmd $R_{Bk,0,5}$	DIN EN ISO 10319	kN/m	$\geq 40$
Zugfestigkeit bei 3 % Dehnung in md und cmd	DIN EN ISO 10319	kN/m [statt % - Anm. d. Verf.]	$\geq 10$
Unterschied der Zugfestigkeit bei 3 % Dehnung zwischen md und cmd	-	%	$\leq 25$
Maschenweite a in md und cmd	-	mm	$10 \leq a \leq 40$
Langzeitfestigkeit $R_{B,k}$ für 25 Jahre	EBGEO	kN/m	$\geq 25$

Da Gewebe weder in den Technischen Mitteilungen der DB Netz AG (TM 2013-256) zur Planumsverbesserung noch in den Prüfbedingungen für Geokunststoffe des Eisenbahn-Bundesamtes (2014) bzw. den ggf. darüber hinausgehenden Umsetzungen der DB Netz AG (TM 4-2014-10592) Eingang in das Regelwerk der Bahn gefunden haben, wird nachfolgend davon ausgegangen, dass keine ausreichenden Erfahrungen mit der Produktgruppe im Bahnbereich für die hier betrachteten Anwendungen vorliegen. Göbel et al. (nb) zeigen bei Plattendruckversuchen für einen gewebeverstärkten Vliesstoff ähnliche Effekte, wie sie für Vliesstoffe zu erwarten sind (Verbesserung der Tragfähigkeit auf sehr weichem Untergrund, Verschlechterung infolge von Zusammendrückung auf steifem Untergrund). Eine weitere Differenzierung möglicher Bewehrungseffekte und der Trenneffekte sowie der von der Vliesstoffkomponente zu erwartende positive Einfluss auf die Entwässerung können nicht differenziert werden.

Die Anforderungen an die einzusetzenden Korngemische richten sich neben der zu erreichenden Tragfähigkeit u.a. nach den geotechnischen Voraussetzungen sowie den Randbedingungen (Streckengeschwindigkeit, erf. Schutzschichtdicke, vorgesehener Oberbau). Zugelassen werden die bahnspezifisch geregelten Kornverteilungen KG1 und KG2 und Baustoffgemische des Straßenbaus gemäß TL-SoB-StB04/07 in den Kornverteilungen 0/32, 0/45, 0/56 und 0/63, ggf. mit Zusatzanforderungen z.B. hinsichtlich Durchlässigkeitsbeiwert und Trenn- und Filterstabilität gegenüber dem Untergrund.

Hinweise zum Anwendungsbereich der Planumsverbesserung mit Geokunststoffen im Bahnbereich ergeben sich aus der Baugrundsituation und dem hydrologischen Fall. Letzterer beschreibt in Verbindung mit der Bodenklassifikation des Baugrundes die zu erwartende Entwässerungssituation des Erdplanums bzw. des Untergrundes. Der hydrologische Fall ist wiederum in Verbindung mit der Bodenklassifikation des Untergrundes wesentlicher Eingangsparameter zur Abschätzung des Berechnungsmoduls  $E_H$ , der unabhängig von einer kurzzeitig gemessenen Tragfähigkeit z.B. im Rahmen einer Baugrunderkundung als ergänzender

Kennwert im Rahmen der geotechnischen Bewertung und Planung der Schichtaufbauten herangezogen werden kann. Der Berechnungsmodul trägt zeitlich veränderlichen Tragfähigkeitseigenschaften des Untergrundes Rechnung und korrespondiert damit zur zeitabhängigen Entwicklung der Stabilisierungseffekte durch die Einlage von Geokunststoffen.

Im Gegensatz zu Untersuchungen von Schubert (2005), der keinen Einfluss einer Geokunststoffeinlage auf die im Untergrund gemessenen Schwinggeschwindigkeiten feststellt, hat sich im Bahnbau die Bemessung erforderlicher Ertüchtigungsmaßnahmen unter Verwendung von Schwinggeschwindigkeitsmessungen und den daraus abgeleiteten Scherdehnungen, insbesondere beim Bauen über weichen Untergründen, etabliert (Vogel et al., 2011). Die Einlage einer Bewehrung kann dabei über eine Ersatzkohäsion entsprechend einem bei Kipper et al. (2010) vorgestellten Vorschlag berücksichtigt werden. Dabei wird der Schubkraftanteil bei max. 1 % Dehnung der Bewehrung in einen verschmierten zusätzlichen Stützdruck umgerechnet. Der zusätzliche Stützdruck geht in die Berechnung des Schubmoduls direkt ein. Obwohl die Größenordnung der Kräfte klein bleibt, wird eine deutliche Reduzierung der Scherdehnungen festgestellt, sodass die zulässigen Scherdehnungsgrenzen (vgl. Kap. 2.1) eingehalten werden können. Vergleichsberechnungen zeigen eine entsprechende Erhöhung der in der Tragschicht aufnehmbaren Deviatorspannung (Kipper et al., 2010). Kipper et al. (2010) und Vogel et al. (2011) zeigen anhand mehrerer Messkampagnen an ausgeführten Ertüchtigungsmaßnahmen die Einhaltung der prognostizierten Werte. Prinzipiell kann das Verfahren auf den Straßenbau angewendet werden, vgl. Reichenbach & Rumpelt (2007).

Legat et al. (2009) und Lenart & Klompaker (2014) untersuchen den Einfluss von Bewehrungslagen an der Unterseite einer Planumsschutzschicht. Bei einer Überfahrt eines Zuges werden unter Anwendung der in Kap. 3.3 vorgestellten Messtechnik an einem gelegten Geogitter mit einer Dehnsteifigkeit von  $J_{2\%} = 800 \text{ kN/m}$  quer zur Streckenachse Dehnungsdifferenzen von rd. 0,04 % gemessen (Abb. 2.111).

In Streckenlängsachse treten sowohl Stauchungen als auch Dehnungen auf. Die nach dem Einbau implizierte Grunddehnung der Bewehrung liegt in Streckenachse bei rd. 0,27 % und quer zur Streckenachse auf ähnlichem Niveau von rd. 0,34 %. Die mit einem Extensometer ca. 0,4 m oberhalb der Bewehrung gemessene mittlere Dehnung im Schotter (0/32 mm) der PSS wird zu 1,15 % angegeben und liegt damit signifikant oberhalb der Dehnung der Bewehrung. Ähnliche Effekte (mittlere Dehnung in der PSS: 1,45 %) wurden in einem angrenzenden Testfeld mit einem extrudierten biaxialen Geogitter mit einer Dehnsteifigkeit von  $J_{2\%} = 560 \text{ kN/m}$  beobachtet. Die Autoren schließen daraus, dass die Bewehrung die horizontalen Verformungen in der Bewehrungsebene signifikant reduziert (*lateral restrain*).

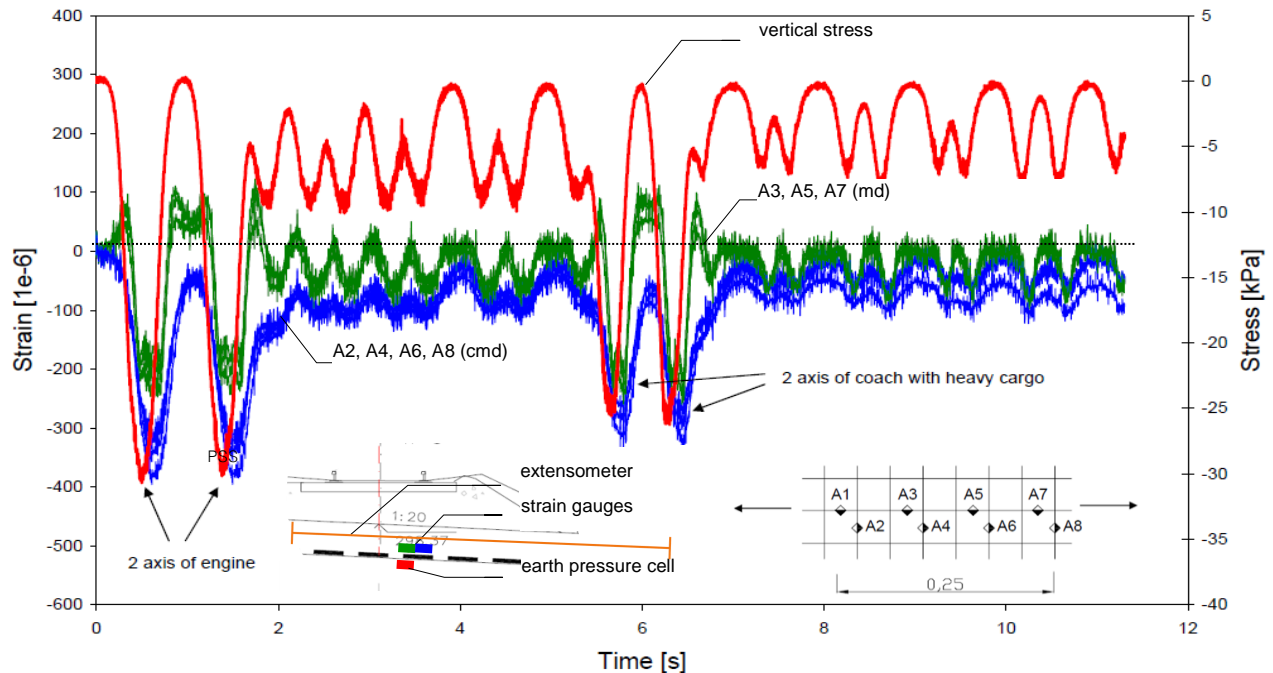


Abb. 2.111: Dehnungen und Spannungen in der Planumsebene (-1,35 m unter Schienenoberkante) bei Überfahrt eines Güterzuges (Achslast des Triebfahrzeuges rd. 21 t) (Legat et al., 2009; Lenart & Klompaker, 2014)

## 2.6 Spannungszustände

Zur Festlegung der Versuchsrandbedingungen bei der Untersuchung der Werkstoffeigenschaften von ungebundenen Tragschichten wurden von Numrich (2003) Parameteruntersuchungen an Aufbauten nach RStO durchgeführt. Abb. 2.112 zeigt die Auftragung der mit BISAR berechneten Vertikal- und Horizontalspannungen auf Oberkante der ungebundenen Tragschicht und der darunterliegenden Frostschutzschicht in Abhängigkeit der Bauklasse unter Variation der Schichtdicken entsprechend den jeweiligen Zeilen der RStO-Tafelwerte.

Deutlich erkennbar ist der Anstieg der Spannungen bei abnehmender Bauklasse infolge der weniger steif ausgelegten Asphaltdeck- und Binderschichten und damit (bei gleichbleibender Achslast) die zunehmende Beanspruchung der ungebundenen Tragschichten. Innerhalb der Bauklassen sind erhebliche Abweichungen der Beanspruchungen, insbesondere bei der Beanspruchung der Frostschutzschicht, zu erkennen. Das Verhältnis der Vertikal- zur Horizontalspannung schwankt auf OK ToB zwischen  $\sigma_V/\sigma_H = 1,8 \div 11$ , auf OK FSS  $\sigma_V/\sigma_H = 1,9 \div 144$ . Eine erhöhte Beanspruchung der Frostschutzschicht ist gleichbedeutend mit einer erhöhten Beanspruchung und Verformung der Unterseite der Tragschicht. Weiter geht die Berechnung von idealen Fahrbahnbedingungen ohne Vorschäden, Baumängel oder jahreszeitlich variierende Untergrundverhältnisse aus.

Feldmessungen von Meyer & Emersleben (2007), bei denen u.a. eine 0,4 m starke Schottertragschicht mit 0,18 m Asphaltsschichten eingebaut wurde und damit etwa Bauklasse III bis IV entspricht, zeigen Vertikalspannungen auf dem Planum, die immerhin 50 % der nach Abb. 2.112 zu erwartenden Vertikalspannungen auf OK Frostschutzschicht erreichen (Abb. 2.113).

Sehr viel höhere Spannungen auf dem Untergrund bzw. Planum werden trotz hoher Eigensteifigkeiten der Aufbauten bei Beanspruchungen aus Umschlaggeräten berechnet (Abb. 2.114). Die Beanspruchungen des Planums liegen dabei bei rd. 150 kN/m<sup>2</sup> und damit dreifach über den von Meyer & Emersleben (2007) für die Bauklassen III bis IV gemessenen Werten.

Milatz & Grabe (2012) zeigen anhand numerischer Berechnungen, dass die in der gebundenen Decksicht auftretenden Schubspannungen in der darunterliegenden Tragschicht stark verschmiert auftreten und um die Nulllage schwanken. Die Schwankungen laufen dabei zeitlich parallel mit den Änderungen der Druckspannungen ab, sodass eine zyklische Rotation der Hauptspannungen auftritt (vgl. zur Rotation von Hauptspannungen auch Kap. 2.3.1.2). Die berechneten Schubspannungen auf OK Planum bzw. UK Tragschicht liegen bei rd. 20 kN/m<sup>2</sup>.

Reichenbach & Rumpelt (2007) untersuchen an einem sehr steifen Aufbau mit bindemittelverbesserter Tragschicht und Betonplatten als Fahrbahndeckschichten das Schwingungsverhalten. Sie stellen dabei ein Durchschwingen der Fahrbahn je Überfahrt (überlagert mit einer Eigenfrequenz von rd. 13 Hz) fest.

Für den Bahnbereich untersuchen Weisemann et al. (2013) die Spannungsbedingungen infolge einer Zugüberfahrt. Die Radsatzlasten sind gegenüber den halben Achslasten im Straßenbau (12 t) vergleichbar, das Schiene-Schwelle-System sorgt durch die Eigensteifigkeit für eine erhebliche Lastverteilung und –vergleichmäßigung (Abb. 2.115). Die auf OK PSS auftretenden Spannungen entsprechen etwa denen einer Bauklasse I bis III nach RStO 01 (Abb. 2.112). Die Größenordnung der berechneten Werte liegt über den Werten nach einer Zusammenstellung von Heitz (2006), wonach die Vertikalspannungen auf OK PSS unter 100 kN/m<sup>2</sup> bleiben sollten. Ril 836 (2008) gibt für das Lastbild LM 71 auf OK PSS (0,7 m unter Schienenoberkante) eine Ersatzstreifenlast von 52 kN/m<sup>2</sup> an. Legat et al. (2009) messen eine Größenordnung von 20 ÷ 35 kN/m<sup>2</sup> unter der PSS für die Radsätze der Güterzuglokomotive.

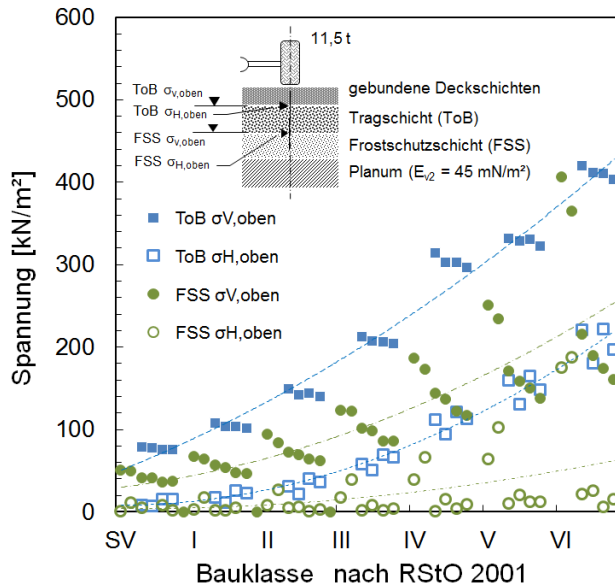


Abb. 2.112: Vertikal- und Horizontalspannungen auf OK ToB und FSS je Bauklasse nach RStO für eine Oberflächentemperatur von 47,5°C (Sommertag) (Numrich, 2003)

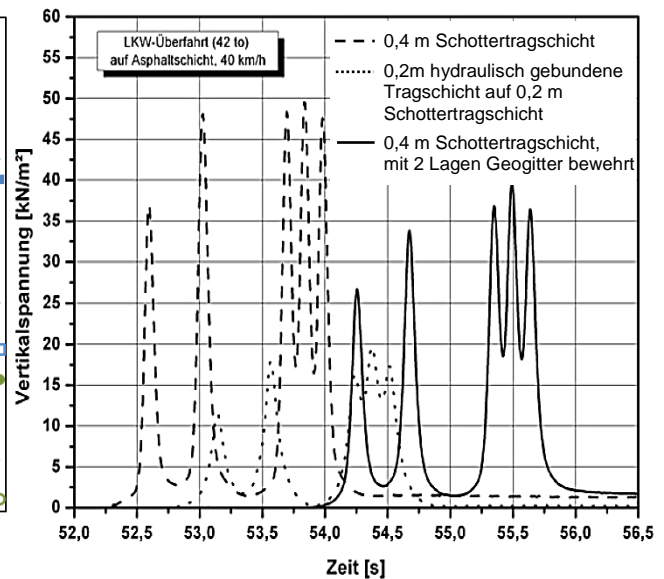


Abb. 2.113: Vertikalbeanspruchung auf dem Planum einer Kreisstraße (Bauklasse III ÷ IV nach RStO 01) bei Überfahrt mit 5-Achs-LKW (Gesamtgewicht 41,8 t) (Meyer & Emersleben., 2007)

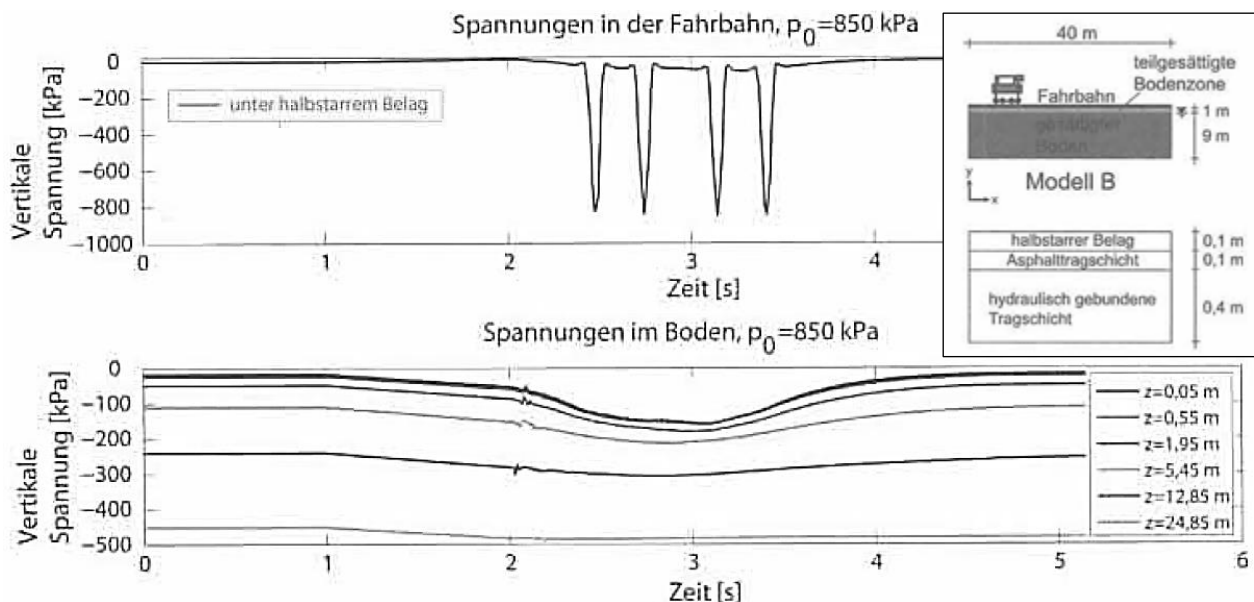


Abb. 2.114: Simulation der Druckspannungen in der Fahrbahn und unterhalb der hydraulisch gebundenen Tragschicht bei einer Van-Carrier-Überfahrt (Milatz & Grabe, 2012)

In Abb. 2.117 sind Messungen aufgetragen, bei der die Druckspannungen im Frequenzbereich ausgewertet wurden. Erkennbar wird, dass bei Frequenzen von  $< 10$  Hz Druckspannungen  $> 1$  kN/m<sup>2</sup> auftreten. Radunrundheiten und periodisch schwankende Steifigkeitsunterschiede im Tragsystem (Schwellenabstand) erzeugen zwar auch hochfrequente und damit dynamische Anregungen, in der Größenordnung der Druckspannungen bleiben diese untergeordnet.

Im Hinblick auf die ungebundenen Tragschichten ist das Spannungsniveau damit zwischen Bahn- und Straßenbau durchaus vergleichbar, was vor dem Hintergrund der sehr ähnlichen oder identischen Korngemische nicht überrascht. Die zu erwartenden Spannungen liegen in der gleichen Größenordnung. Es ist jedoch davon auszugehen, dass sowohl im Straßenbau als auch im Bahnbau bei unplanmäßigen Abweichungen von den Idealbedingungen deutlich erhöhte dynamische Lastanteile im Frequenzbereich oberhalb von 10 Hz auftreten können. Reichenbach & Rumpelt (2007) nehmen bei einem Fahrbahnaufbau mit Querwellen beispielweise bis zu 27 t dynamische Achslast an.

In Tabelle 2.7 sind die der Größenordnung nach zu erwartenden Spannungen zusammengestellt. Die höchsten Absolutspannungen treten dabei eindeutig in den niedrigen Bauklassen mit weniger steifen gebundenen Deckschichten auf. Die für die Beanspruchung und Horizontaldehnungen der ungebundenen Tragschichten weiterhin maßgebenden Verhältnisse zwischen Vertikal- und Horizontalspannung liegen im Regelfall in der Größenordnung  $\sigma_V/\sigma_H = 2 \div 15$ , können unter ungünstigen Randbedingungen und schwach dimensionierten Aufbauten aber um rd. eine Zehnerpotenz bis zu rd.  $\sigma_V/\sigma_H = 150$  ansteigen. Das Spannungsniveau im Bahnverkehr entspricht tendenziell dem der relativ steifen Bauklassen SV bis III, allerdings sind höhere zyklisch-dynamische Anteile und ein verstärkter Einfluss aus Porenwasserdruck infolge der voll- oder teilgesättigten Zustände zu erwarten.

Tabelle 2.7: Zusammenstellung der Größenordnung maßgebender Spannungen

Spannungen [kN/m <sup>2</sup> ]	Straßenverkehr				Eisenbahnverkehr
	Bauklasse SV - II		Bauklasse III - VI		$\sigma_V$
	$\sigma_V$	$\sigma_H$	$\sigma_V$	$\sigma_H$	
OK ToB / OFTS	70÷150	5÷20	200÷400	50÷200	50÷150
OK Planum (PL)	10÷50	5÷25	10÷50	5÷25	20÷35

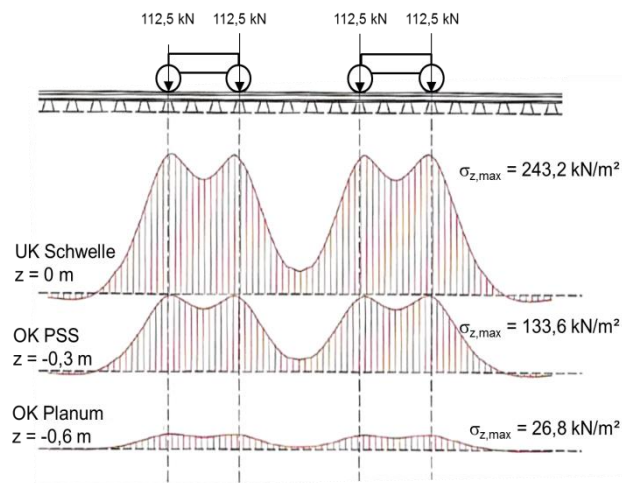


Abb. 2.115: Spannungsverteilung im Tragsystem unter Berücksichtigung der mitttragenden Wirkung mehrerer Schwellen nach Weisemann et al. (2013)

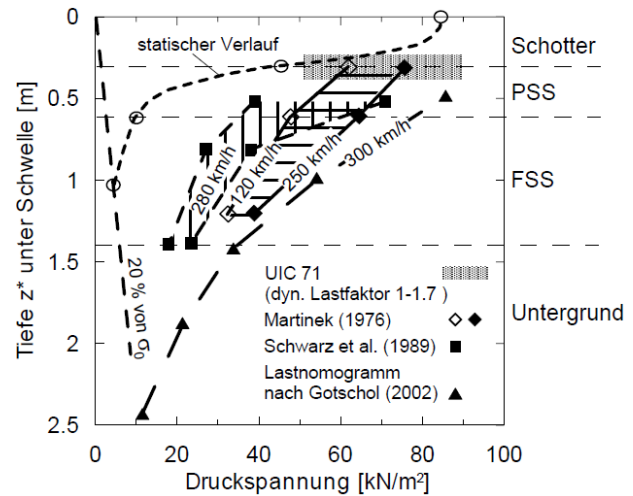


Abb. 2.116: Verlauf der Druckspannungen unter der Schienenachse beim Schotteroberbau in Abhängigkeit von der Tiefe (Heitz, 2006)

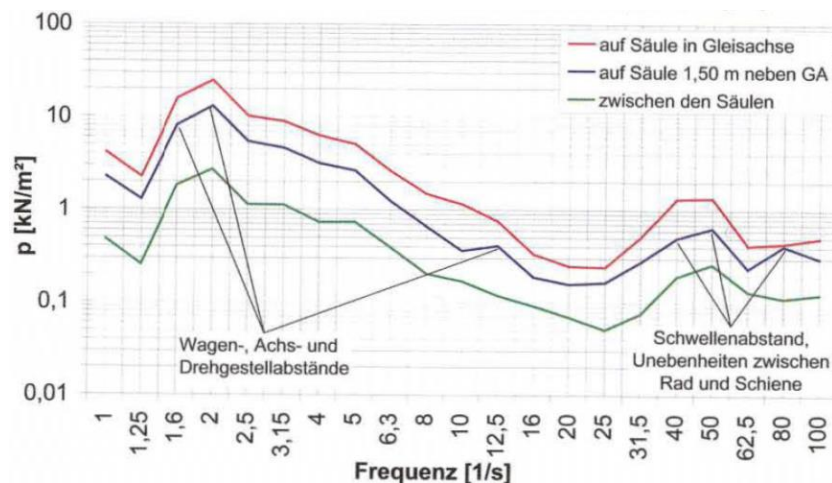


Abb. 2.117: Gemessene Bodendruckspannungen aus Gesamtbelastung einer Güterzugüberfahrt mit ca. 98 km/h, Auswertung im Frequenzbereich (Terzanalyse) (Weisemann et al., 2013)

## 2.7 Zusammenfassung des Kenntnisstandes

In der Gesamtschau der vorstehend untersuchten Quellen und Zusammenhänge können wesentliche Kernaussagen gewonnen werden, die den Stand der Wissenschaft und Technik markieren. Andererseits wird deutlich, dass trotz einer großen Anzahl verfügbarer Untersuchungsergebnisse und Daten eine Quantifizierung einiger wesentlicher Merkmale schwer fällt. Nachfolgend werden die wesentlichen der hier gewonnenen Aussagen, ergänzt durch exemplarisch genannte und weitere Quellen<sup>17</sup>, nach Kernaussagen strukturiert.

### Trenn- und Filterlagen

- Undurchlässige Trennlagen führen unter zyklischen Lasten zu einer Aufsättigung von Porenwasser und der Bildung von Schmierschichten (Ruddock et al., 1982).
- Die Durchlässigkeit von Trennlagen wird durch die Einlagerung von Feinkornfraktionen beeinflusst, Gewebe und mechanisch verfestigte Vliesstoffe verhalten sich dabei unterschiedlich (Heerten, 1981). Die Zunahme des Flächengewichtes kann bei mechanisch verfestigten Vliesstoffen zu rd. Faktor 2 angesetzt werden, die Durchlässigkeitsabminderung liegt bei rd. 1,5 Zehnerpotenzen, die Wasserdurchlässigkeit bleibt in ausreichendem Maße erhalten.
- Beim Fehlen einer Trennlage bildet sich eine Übergangsschicht zwischen Feinkorn und Tragschichtmaterial bzw. eine den tragenden Querschnitt der Tragschicht reduzierende Mischzone (Feinkornkontamination), die die Tragfähigkeit massiv herabsetzt und die Lebensdauer bzw. ertragbaren Lastwechsel reduziert (Appea, 1997; Musewald & Metzing, 2001; Ruddock et al., 1982). Die Schwächung des Tragschichtmoduls bzw. des Tragschichtquerschnitts kann zwischen 10 % und 24 % der Tragschichtdicke angegeben werden (Martin, 1988). Unter Extrembedingungen auf sehr weichen Untergründen kann der Einfluss beträchtlich höher ausfallen (FHWA).
- Vliesstoffkomponenten als Trenn- und Filterlage führen zu einer Reduzierung von Porenwasserdrücken und verhindern die Kontamination (Eindringen/Durchmischung) des Tragschichtmaterials mit anstehendem Feinkornmaterial (Appea, 1997; Chaddock, 1988; Schad & Beyer, 2001; Ruddock et al., 1982; Literaturschau bei Gongora & Palmeira, 2014).
- Bei Fehlen einer Trennlage wird die Interaktion zwischen Bewehrung und Tragschichtmaterial bei sehr weichem Untergrund gestört, die Verzahnung geht verloren (Chaddock, 1988; Milligan et al., 1986). Die Bewehrung alleine verhindert die Durchmischung bzw. Kontamination des Tragschichtmaterials nicht (Schad & Beyer, 2001), reduziert sie aber erkennbar (Appea, 1997).
- In engen Grenzen und stark beschränkten Zugfestigkeiten kann ein Vliesstoff bei Einlagerung von Feinkorn (Bauer & Bräu, 1994) unter Einfluss von Wasser und zyklischen Lasten (Lieberenz, 1991) eine Bewehrungsfunktion übernehmen.

---

<sup>17</sup> Ein weiterführender Überblick über einige Beiträge aus 2014 kann Vollmert et al. (2015b) entnommen werden.



Bei Anordnung einer Bewehrung sind bei allen Autoren, unabhängig von der eingesetzten Bewehrung, qualitative Effekte erkennbar. Für das Verständnis der Bewehrungsfunktion und deren später auf die Anwendung in ungebundenen Tragschichten bezogenen Effekte, sowohl bei kleinen als auch bei großen Verformungen, ist das Zusammenspiel Bewehrung/Boden maßgebend. Mit der verfolgten mechanogenen Betrachtung wird die nachstehende Beschreibung möglich:

Die eingelegte Bewehrung behindert bereits bei sehr kleinen Gesamtdehnungen durch die Gitterstruktur in Verbindung mit deren Dehnsteifigkeit die Entwicklung von diskreten Scherbändern und vergrößert den Bereich, in dem intergranulare Dehnungen auftreten, bis zu einem gewissen Grad. Nach Überschreiten einer bodenspezifischen Grenzverschiebung, bei der sich dann (gegenüber dem unbewehrten Zustand) verzögert diskrete Scherfugen ausbilden, wird die Bewehrung im Bereich der Scherfuge explizit auf Zug beansprucht.

Während sich bei unbewehrten oder einlagig bewehrten Böden die maximalen Schubspannungen meist auf eine durchgehende Scherfuge konzentrieren, können bei mehrlagig bewehrten Böden verzweigte Scherfugen auftreten. Die Scher- und Schubspannungen verteilen sich damit auf einen größeren Bereich des Bodens und der Bewehrung (Lastverteilung), d.h. eine größere Bodenzone wird durch Relativverschiebungen der Körner (Dilatanz) aktiviert. Damit wird auch die Bewehrungslage an mehreren Stellen und über einen größeren Bereich gleichzeitig beansprucht, gleichzeitig sinkt (gegenüber einer konventionellen Betrachtung, vgl. Kap. 2.4.3.1) der zu einem Belastungszustand zugehörige Maximalwert der Beanspruchung der Bewehrung.

Die Grenztragfähigkeit des Systems liegt damit über der (an einfachen Modellen) berechneten Grenztragfähigkeit. Im Bruchzustand, d.h. nach Ausbildung diskreter Bruchkörper mit entsprechenden Verschiebungen und Auflockerungen der Scherzone, wird die Bewehrung dann allerdings wie bei einem Starrkörperbruch freigeschnitten und wird wie bei der konventionellen Betrachtung lokal auf Zug beansprucht. Da die Bewehrungslage zu diesem Zeitpunkt des Verzerrungszustandes bereits in die Bruchfuge eingeregelt verläuft, ist zu erwarten, dass die Grenztragfähigkeit auch hier oberhalb der am vereinfachten statischen Modell ermittelten Grenztragfähigkeit liegt.

Die Reduzierung der Verformungen im Zustand der Gebrauchstauglichkeit wie oben beschrieben und die auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit bezogenen Effekte wurden in der Vergangenheit von vielen Autoren beobachtet und nachgewiesen. Bezogen auf den Anwendungsfall einer bewehrten ungebundenen Tragschicht ergibt sich daraus:

- Die Bewehrung nimmt Schub- und Spreizkräfte auf (Gold, 1993; Lenart & Klompaker, 2014) und führt durch die kleinräumige Lastaufnahme u.a. infolge der Querelemente (Ruiken, 2013; Wang et al., 2014; Lackner et al., 2014) zu einem erhöhten seitlichen Spannungszustand (Sun et al., 2014) (lateral restrain).
- Die Aufnahme der Schubspannungen durch die Bewehrung reduziert die auf den Untergrund einwirkenden Spannungen (Sun et al., 2014; Gongora & Palmeira, 2014;

Praxisbeispiele von Vega-Meyer & Sierra Discua, 2014) (häufig interpretiert als Lastausbreitung).

- Die Horizontalspannungen unterhalb der Bewehrungsebene werden durch die Einlage einer Bewehrung reduziert (Sun et al., 2014).
- Die Verschiebungen sind infolge der Lastaufnahme durch die Bewehrung unterhalb der Bewehrung niedriger als oberhalb der Bewehrung (Lackner et al., 2014).
- In den Ebenen oberhalb der Bewehrung wird der erhöhte Spannungszustand in Form einer erhöhten Scherspannung bei Scherung parallel zur Bewehrungsebene messbar. Die Größenordnung liegt bei rd. 4 kN/m<sup>2</sup> (Cook & Horvat, 2014; Horvat & Klompaker, 2014) (confining effect).
- Bei einer Beanspruchung des Verbundkörpers mit der größten Hauptspannung normal zur Bewehrungsebene kann der Verlauf der Scherfestigkeitszunahme infolge der Bewehrung bilinear angenähert werden (u.a. Hausmann & Lee, 1976; Ruiken & Ziegler, 2009). Der Betrag der normalspannungsunabhängigen Scherfestigkeitszunahme liegt bei rd. 15 kN/m<sup>2</sup> (Ersatzkohäsion) (Ziegler & Ruiken, 2007), wobei die Mobilisierung der Bewehrung durch die versuchsbedingt begrenzte Randeinspannung der Bewehrung im Triaxialversuch begrenzt ist.
- In der Gegenüberstellung der o.g. Scherfestigkeitszuwächse wird deutlich, dass der Betrag der Bewehrungswirkung maßgebend von der vorherrschenden Hauptspannungsrichtung abhängt.
- Der Einfluss der lateralen Stützwirkung der Bewehrung ist bis ca. 0,2 m über der Bewehrungsebene ausgeprägt, darüber geht der Einfluss zurück (Transition Zone) (Cook & Horvat, 2014; Horvat & Klompaker, 2014; Lees, 2014; Perkins et al., 2004).
- Die Abbildung der erhöhten Scherfestigkeit in der Confined Zone durch eine Ersatzkohäsion in FE-Berechnungen liefert entgegen der Abbildung der Bewehrung durch Zugelemente plausible Verformungs- und Spannungszustände (Lees, 2014).
- Nachrechnungen von bewehrten Triaxialversuchen zeigen, dass die Ersatzkohäsion in der Bewehrungsebene bis zu 50 kN/m<sup>2</sup> und im Mittel 25 kN/m<sup>2</sup> betragen muss, um die Verformungszustände abzubilden (Lees, 2014).
- Ruiken (2013) ermittelt den Zusatzstützdruck als von der Dehnsteifigkeit direkt abhängige Beziehung und findet bei einer einaxialen Probenstauchung von  $\varepsilon_1 = 1,5 \%$  im Biaxialversuch einen Zuwachs des Stützdruckes von 30 kN/m<sup>2</sup> ( $J = 700 \text{ kN/m}$ ,  $\varepsilon_{B,m} = 1,75 \%$ ) bzw. 40 kN/m<sup>2</sup> ( $J = 1350 \text{ kN/m}$ ,  $\varepsilon_{B,m} = 1,17 \%$ ) bei einer zweilagigen Bewehrungsanordnung.
- Die Steigerung einer Ersatzkohäsion auf Werte deutlich über die natürlicher Böden führt zu keiner weiteren Verbesserung des Systemverhaltens, soweit die übrigen Parameter gleichgehalten werden (Haase, 2004). Die überproportionale Steigerung der Dehnsteifigkeit kann in numerischen Berechnungen günstig wirken (Bhandari & Han, 2010).
- Verspannungseffekte bei Teilentlastung oder Verdichtung (Konietzky, 2006; Yogarajah, 1993) bzw. eine planmäßige Vorspannung (Floss & Gold, 1995; Lackner et al., 2014)

können die Tragfähigkeit erhöhen. Eine planmäßige Vorspannung kann durch eine übermäßig starke Rückfederung allerdings auch zu einer Schwächung der Kornkontakte (Lackner et al., 2014) bzw. nach Erfahrungen des Verfassers zu verminderten Verdichtungsleistungen führen.

- Die akkumulierten plastischen Verformungen von bewehrten ungebundenen Verbundkörpern unter statischen und zyklischen Lasten nehmen durch die Einlage von Bewehrungen in der Größenordnung Faktor 2 bis 8 ab (Abu-Farsakh et al., 2009; Bauer, 1989; Gold, 1993; Gongora & Palmeira, 2014; Minažek & Mulabdić, 2014; Moghaddas-Nejad & Small, 2003; Perkins et al., 2004; Ruiken, 2013; Wayne et al., 2014).
- Elastische Verformungen werden hingegen nur unwesentlich beeinflusst (Bauer, 1989; Moghaddas-Nejad & Small, 2003).
- Der Plattendruckversuch ist zur Bewertung des Bewehrungseinflusses damit nicht oder nur bedingt geeignet (Beyer, 1999; Schad & Beyer, 2001; Weisemann, 1994).

Die gefundenen Ergebnisse zu statischen Druckversuchen auf bewehrten Tragschichten mit Lastplatten mit Geogitterbewehrung oder bei Anordnung eines Vliesstoffes sind widersprüchlich. In numerischen Berechnungen kann der Einfluss auf die elastischen Verformungsanteile und damit den Modul nicht nachgewiesen werden. In der Praxis ist auf der Basis der Ergebnisse von z.B. Weisemann (1994) damit zu rechnen, dass die gemessenen Werte vor zyklischer Lastaufbringung, also vor Nutzung, ca. 10 MN/m<sup>2</sup> (Weisemann et al., 2013) unter den Erwartungswerten liegen. Andererseits werden unter zyklischen Lasten bei kontrollierten Bedingungen, insbesondere der Nutzung ideal-elastischer Bettung (z.B. Gummi, vgl. Weisemann, 1994) oder ideal-elastoplastischer, inkompressibler Bettung (Glyben, vgl. Meyer & Emersleben, 2007; Schad & Beyer, 2001), deutlich erkennbare Einflüsse erzielt und Einflüsse aus z.B. Nachverdichtung des Untergrundes (Roßberg et al., 1996) vermieden. Ebenso zeigen sich die Bewehrungseinflüsse regelmäßig, wenn größere Verformungen zugelassen werden. In der praktischen Anwendung (z.B. Beckmann & Prahl, 1990; *Bemessungsanleitung für Secugrid und Combigrid Geogitter in Tragschichten*, 2003) führt die Kombination möglicher o.g. Einflüsse zu positiven Ergebnissen.

- Die Anzahl der erforderlichen Lastzyklen bis zur Identifizierung der Effekte liegt bei ca. 100 ... 1000 (Minažek & Mulabdić, 2014; Wayne et al., 2014; Gongora et al., 2014). Der Einfluss der Bewehrung auf die Erhöhung der Tragfähigkeit wirkt sich damit mit zunehmender Anzahl der Überfahrten aus (Weisemann, 1994).
- In der Gesamtschau können die gezeigten Effekte sowohl qualitativ als auch in der beobachteten Größenordnung im Wesentlichen auf die Beeinflussung des unter zyklischen Lasten vorherrschenden, je nach Materialgesetz als elastoplastisch oder viskoplastisch zu beschreibenden Materialverhaltens der ungebundenen Tragschichten zurückgeführt werden. Vermutet und in situ nachgewiesen werden kann eine direkte Beeinflussung der möglichen Scherdehnungen und aufnehmbaren Deviatorspannungen, die zur Entlastung des Untergrundes führen, sowie eine Verschiebung der Scherdehnungsgrenzen (Vogel et al., 2011), woraus sich wiederum die Erhöhung aufnehmbarer Lastwechselzahlen ableitet.

Da die Effekte nicht elastischer Natur sind, treten sie erst bei erhöhten Lastwechselzahlen und der dann erkennbaren (begrenzten) Akkumulation der plastischen Verformungsanteile auf.

- Die Bewehrung führt damit, unabhängig von der Größe der Verformung, zu einer verbesserten Gebrauchstauglichkeit von Tragschichten und von Gleisschotter (Bräu & Vogt, 2011; Chaddock, 1988; Emersleben et al., 2015b; Floss & Bräu, 1988; Gameliak et al., 2014; Laier & Bräu, 1987; Lenart & Klompaker, 2014; Ruddock et al., 1982; Vollmert et al., 2013; Weisemann, 1994).
- Der Faktor zusätzlich möglicher Überfahrten (Traffic Benefit Ratio, TBR) ungebundener Tragschichten ohne Deckschichten liegt in der Größenordnung 3,5 (Chaddock, 1988). Die Größenordnung der Werte hängt stark von den Randbedingungen ab, unter denen sie ermittelt wurden. Sie sind damit auch nur auf diese anwendbar. Die Bandbreite der typischen Werte liegt für Testfelder mit Geogittern ohne Trenn- und Filterlage zwischen 1,5 und 70, für Testfelder mit Geotextilien zwischen 1,5 und 10 (Berg et al., 2000).
- Die Erhöhung der Materialkennwerte bzw. die Verbesserung der Baustoffkennwerte in Straßen mit gebundenem Oberbau liegt in der Größenordnung  $LCR = 1,2 \div 2,0$ . Die Werte sind stark von den Randbedingungen, unter denen sie ermittelt wurden, abhängig und sind damit ebenfalls auch nur unter diesen anwendbar.

Empirische Untersuchungen direkt oder durch gebundene Deckschichten indirekt befahrener Schüttungen zeigen eine exponentielle Zunahme der erforderlichen Tragschichtmächtigkeit bei linear abnehmender Untergrundtragfähigkeit. Bei Betrachtung der Dehnungen an der Unterseite der Tragschichten korrespondiert dieser Zusammenhang mit der Schädigung bei Dehnungszunahme.

Die absolute Mehrzahl der hier untersuchten und zitierten Ergebnisse zum Einfluss von Bewehrungsprodukten wurde unter Anwendung extrudierter, verstreckter biaxialer Geogitter und aus Flachstäben gelegter, verschweißter biaxialer Geogitter gewonnen. In Einzelfällen wurden hexagonale Produkte in die Untersuchungen einbezogen, wobei sich kein signifikant abweichendes Verhalten aus der Produktstruktur gegenüber biaxialen Produkten zeigt (Ruiken, 2010; Ruiken & Ziegler, 2009). Soweit systematische Variationen bei sonst gleichbleibenden Versuchsrandbedingungen und geometrischen Eigenschaften der Bewehrung vorgenommen werden, zeigt sich quantitativ ein eindeutiger Einfluss der Dehnsteifigkeit (Beyer, 1999; Bussert, 2006; Gongora & Palmeira, 2014; Ruiken, 2013; Schad & Beyer, 2001; Sun et al., 2014; Valero et al., 2014; Wilmers et al., 2004; Ziegler & Jacobs, 2014). In einigen Fällen kann über die Dehnsteifigkeit bei kleinen Verformungen im Gebrauchslastbereich differenziert werden.

Gewebe wurden in wenigen Einzelfällen in Feldversuche einbezogen. Soweit unter sonst gleichen Randbedingungen unterschiedliche Produktgruppen untersucht wurden, zeigt sich die Tendenz, dass Gewebe (Nimmegern, 1999) und gewebte Geogitter größere Verformungen benötigen als die extrudierten oder gelegten Geogitter (Bussert, 2006; Cuelho & Perkins, 2009; Cuelho et al., 2014; Schad & Beyer, 2001; Wilmers et al., 2004).

Untersuchungen oder Ergebnisse, die eine Differenzierung zwischen kleinen und großen Verformungen zulassen, wurden ausschließlich bei Betrachtung des ungebundenen Schüttmaterials selbst gefunden (ausgeprägt nichtlineares Materialverhalten, Shakedown-Theorie). Diese zeigen vor allem die Verformungsakkumulation durch ein Überschreiten der Scherdehnungsgrenzen auf.

Unter Hinzuziehung der Bewehrungseinlage ergibt sich folgende Modellvorstellung: Nach einem Abfall des Schubwiderstandes nach Überschreiten der Scherdehnungsgrenzen nehmen die Verformungen stark zu und die Membranzugspannung steigt an. Letztere kann auch durch Bauzustände bereits teilaktiviert werden. Als einziges analytisches Modell, das grundsätzlich beide Effekte berücksichtigt, wurde das von (Sellmeijer, 1990) identifiziert, welches jedoch zum aktuellen Entwicklungsstand nicht zur Anwendung geeignet ist. Bei Anwendungen, bei denen grundsätzlich von großen plastischen Verformungen und einem Überschreiten der plastischen Scherdehnungsgrenze ausgegangen werden muss, können ggf. die Modelle von Giroud & Noiray (1981) und Jaecklin & Floss (1988) sinnvolle Näherungslösungen liefern.

Eine klare Grenze, zu welchem Beanspruchungszustand welche Verformungen auftreten, ist damit nicht bekannt. Eine Differenzierung nach kleinen und großen Verformungen unter Verkehrslasten, die häufig üblich ist (vgl. AG Tragschichtbewehrung, 2012; EBGEO, 2010), kann auf Basis der untersuchten Quellen nicht angegeben werden. Bei allen nachfolgenden Betrachtungen wird auf Verformungen fokussiert, die den Gebrauchszustand der Konstruktionen beschreiben.

Numerische Berechnungen können einige qualitative Zusammenhänge insgesamt oder partiell gut abbilden (Beyer, 1999; Bhandari & Han, 2010; Bräu & Vogt, 2011; Bussert, 2009; Floss & Bräu, 2002; Grabe & Milatz, 2013; Konietzky, 2006; Ruiken, 2013), allerdings sind umfangreiche Kalibrierungen für das jeweils betrachtete System notwendig. Die Systeme lassen sich nicht, oder wenn nur für statische oder quasistatische Lasten (stehendes oder langsam rollendes Rad ohne Antrieb) rotationssymmetrisch abbilden<sup>18</sup>. Insbesondere die Abbildung der Interaktion der Materialkomponenten erfordert aufgrund der hohen Komplexität des Drei-Phasen-Gemisches Boden, zumeist an der Schichtgrenze zweier Böden, in Kombination mit einer offenporigen, teildurchlässigen Trennlage und einer offenen Gitterstruktur, ein hohes Maß an empirischen Korrelationen und Validierungen.

Der Einfluss der Bewehrung für den Zustand der Gebrauchstauglichkeit bei kleinen Verformungen wird in numerischen Untersuchungen im Regelfall unterschätzt. Hauptursache ist dafür vermutlich die in den meisten Modellen implementierte geringe Vernetzung der Bodenschichten mit den Bewehrungselementen und die zur Begrenzung des Modellaufwandes geringe Knotendichte mit der Folge einer verschmierten Berechnung von Scherbändern und Scherfugen.

---

<sup>18</sup> Auch in numerischen Berechnungen zeigt sich die starke Einschränkung der Aussagekraft des statischen Plattendruckversuchs.

Eine realitätsnähere Abbildung von Scherfugen und intergranularer Dehnungen (Hypoplastizität) bzw. die Anwendung höherwertiger numerischer Methoden (z.B. Discrete Element Method (DEM)) verbessern die Abbildung. Die Modelle erlauben aufgrund der Komplexität und benötigter Rechenzeiten aber keine anwendungsbezogenen Berechnungen am Prototyp, sondern bleiben auf Teilmodelle begrenzt. Die vollständige Beschreibung des Drei-Phasen-Gemisches Boden unter zusätzlicher Einbringung eines nichtlinear-zeitabhängigen polymeren Werkstoffes mit anisotropher Struktur ist daher auf absehbare Zeit nicht möglich.

Ein allgemeingültiges Bemessungsverfahren für ungebundene Tragschichten besteht nicht, weder ohne Deckschichten, also bei direkter Befahrung, noch mit Deckschichten. Alle vorhandenen Verfahren sind mehr oder weniger empirisch geprägt. Eine systematische Zusammenführung unterschiedlicher Untersuchungen bei direkter Befahrung wurde nicht gefunden. Bemessungsverfahren mit direkt befahrenen ungebundenen Tragschichten gehen meist auf Untersuchungen von Webster & Alford (1978) zurück, soweit Spurrillen zugelassen werden. Anderenfalls erfolgt die Bemessung auf Tragfähigkeit, ermittelt mit dem Plattendruckversuch. Im Regelfall ist die zulässige Einsenkung der Lastplatte beim Aufbringen einer für Radlasten repräsentativen Spannung und Gesamtlast auf 5 mm begrenzt (DIN 18134). Dieses Verfahren ist ebenfalls Standard bei Tragschichten mit gebundenen Deckschichten, sowohl bei den bekannten Dimensionierungsverfahren als auch bei der freien rechnerischen Bemessung. Wird mit numerischen Verfahren gearbeitet, wird die Tragschicht im Regelfall linear-elastisch abgebildet. Für bewehrte Tragschichten werden die Verfahren im Wesentlichen übernommen und durch empirisch ermittelte Faktoren zur Abbildung des Bewehrungseinflusses ergänzt.

Für die Ableitung und Kalibrierung allgemeingültiger technischer Modelle sind damit gemäß den Hinweisen von Floss et al. (1984) *entsprechend dem im Bauwesen üblichen [Vorgehen][...] systematische Versuche und deren Auswertung sowie umfangreiche Messungen an ausgeführten Konstruktionen im Feld erforderlich*, siehe dazu Kap. 2.5.1.1, Kap. 2.6, Kap. 4 und Kap. 5.

### 3. Eigene Untersuchungen

#### 3.1 Untersuchungsbedarf und Systematik der eigenen Untersuchungen

Im Hinblick auf den Einfluss einer Bewehrungskomponente auf das Verhalten einer ungebundenen Tragschicht unter zyklisch-dynamischer Einwirkung besteht über die umfangreichen Kenntnisse hinaus, die sich aus der Gesamtschau der Einzeluntersuchungen und umfangreichen Untersuchungsserien ergeben, Untersuchungsbedarf. Insbesondere das Fehlen eines geschlossenen und allgemeingültigen Bemessungskonzeptes weist auf fehlende Ergebnisse und mangelnde Kenntnis des Gesamtkomplexes hin. Das Gesamtsystem einer direkt oder indirekt befahrenen Tragschicht entzieht sich einer vollständigen Beschreibung weitgehend, da in Kap. 2 deutlich wird, dass die Vielzahl an Einflussparametern eine umfassende Beschreibung kaum zulässt. Insofern muss die nachfolgende Zusammenstellung eine Begrenzung auf Teilaspekte entsprechend der in Kap. 1.3 definierten Aufgabenstellung bleiben.

Zur Erweiterung des Kenntnisstandes sind Grundlagenuntersuchungen notwendig, die unter klar definierten Randbedingungen durchzuführen sind:

- Da die Trenn- und Filterkomponente eine relevante Größe im Gesamtsystem darstellt, ist deren Anteil am Gesamttragverhalten einer befahrenen ungebundenen Schüttung als Bestandteil einer Geogitter-Vliesstoff-Kombination bzw. eines Verbundproduktes zu untersuchen und zu quantifizieren. Dabei muss eine jeweils identische Vliesstoffkomponente genutzt werden.
- Wie in Kap. 2.3 dargelegt, üben die Bemessungsdicke einer Tragschicht und die Untergrundtragfähigkeit maßgebenden Einfluss auf das Gesamtverhalten einer Tragschicht aus, ebenso der Verformungszustand (Kap. 2.1). Das Verhalten von bewehrten Tragschichten in Abhängigkeit der Schichtstärke bei gleichbleibender Dehnsteifigkeit sowie der Einfluss der Dehnsteifigkeit bei gleichbleibender Dicke der Tragschicht und sonst identischen Produkteigenschaften sind zu untersuchen.
- Die gefundenen Quellen sind im Hinblick auf die positiven Einflüsse der Bewehrung auf mit dem Plattendruckversuch ermittelte Messergebnisse widersprüchlich. Hier ist zu klären, inwieweit sich der Einfluss einer Bewehrungseinlage auf das Verformungsverhalten einer Tragschicht mit dem Plattendruckversuch validieren lässt, bzw. unter welchen Bedingungen.
- Inwieweit eine Übertragbarkeit der Potenzfunktion für unbewehrte Tragschichten auf bewehrte Tragschichten möglich und zutreffend ist, bzw. wie hoch der Einfluss höherer Achslasten ist, ist bisher ungeklärt. Durch eine Ähnlichkeit der vorgenannten Untersuchungen zu bestehenden Versuchsreihen ist ein Abgleich vorzunehmen. Herangezogen werden dazu die Reihenuntersuchungen Montana I und Montana II.

Die vorgenannten Teilaspekte werden im Rahmen einer Versuchsreihe mit künstlich hergestellten Untergrundbedingungen und unter Variation der Konstruktionsparameter untersucht (Kap. 4). Zur Begrenzung der Versuchsdauer werden direkt befahrene Aufbauten über weichem Untergrund betrachtet, da sich Verformungen bei nachgiebigem Untergrund schneller aufbauen.

- Bei steifem Baugrund und zunehmender Steifigkeit des Aufbaus bleiben die Verformungen planmäßig sehr klein. Inwieweit die für ungebundene Tragschichten auf weichem Untergrund und direkter Befahrung identifizierten Mechanismen und Effekte der Bewehrung auch für den Fall gebundener Deckschichten gelten, ist offen.

Zur Klärung werden zunächst in Kap. 5 anhand von Feldmessungen in Fahrbahnaufbauten mit Pflaster- bzw. Asphaltdeckschichten die Spannungs-Verformungs-Bedingungen untersucht und dokumentiert.

Die in den Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse bilden die Eingangswerte und die Basis für die Bewertung von Laborversuchen an zyklisch-dynamisch beanspruchten, bewehrten Probenkörpern unter definierten Randbedingungen. Für den Verbundwerkstoff ist derzeit Folgendes ungeklärt:

- Nicht bekannt ist, bei welchem Grenzwert der Schubdehnung eine Akkumulation von Verformungen zu erwarten ist, bzw. unter welchen Bedingungen ein bewehrter Boden in den Shakedown-Bereich C übergeht.
- Aus der vermuteten Verschiebung der Scherdehnungsgrenzen wird die Erhöhung aufnehmbarer Lastwechselzahlen abgeleitet. Da die Effekte nicht elastischer Natur sind, treten sie erst bei erhöhten Lastwechselzahlen und der dann erkennbaren (begrenzten) Akkumulation der plastischen Verformungsanteile auf. Hier ist zu klären, inwieweit sich die Zusammenhänge im Labor prüfen (und in der Praxis validieren) lassen.
- Der Einfluss der Bewehrung auf das Verhalten des Verbundwerkstoffs ist zwar oben beschrieben, allerdings wurden die in der Literatur gefundenen zyklischen Versuche an Triaxialversuchen ohne Berücksichtigung von Modellmaßstäben bei zu großen Öffnungsweiten<sup>19</sup> der Geogitter durchgeführt. Die Belastungsregime wurden darüber hinaus nicht ausreichend dokumentiert oder die Versuche wurden verformungsgeregelt gefahren, sodass die einzelnen Proben z.T. sehr unterschiedliche Belastungsgeschichten aufweisen. Zur verbesserten Quantifizierung des Einflusses der Bewehrung und zur Ableitung von Materialkennwerten zur Nutzung in Bemessungskonzepten (Äquivalenzverfahren und Mechanistic-Empirical Modeling) sind entsprechend verbesserte Versuche notwendig. Gleichzeitig ist das Spannungs-Verformungs-Verhalten der Bewehrungslagen zu erfassen, um eine Zuordnung zu äquivalenten Spannungs-Verformungs-Zuständen in situ und in Modellrechnungen zu ermöglichen.

---

<sup>19</sup> In Triaxialversuchen mit begrenzten Zellgrößen ist versuchstechnisch die maximal mögliche Korngröße begrenzt, auch zur Vermeidung von Schäden an den Zelldruckmembranen. Bei Verwendung nicht skalierten Geogitter steht die auf natürliche Schüttgüter ausgelegte Öffnungsweite in einem sehr ungünstigen Verhältnis zu den groben Kornfraktionen der Modellböden.



In Kap. 6 werden daher verbesserte zyklische Triaxialversuche vorgestellt, bei denen die Versuchsrandbedingungen in der Form angepasst werden, dass die Effekte einer Bewehrungseinlage deutlich werden.

Zur Sicherstellung der Vergleichbarkeit und Übertragbarkeit der in den nachfolgenden Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse wurden die in den Untersuchungen eingesetzten Produkte, soweit nicht explizit ausgewiesen, auf eine Produktgruppe beschränkt. Die gewählten Produkte und die in allen eigenen Untersuchungen genutzte Messtechnik werden in Kap. 3.2 bzw. Kap. 3.3 allgemeingültig beschrieben.

### 3.2 Eingesetzte Geokunststoffe

Eingesetzt wurden in den eigenen Untersuchungen Geogitter der Produktgruppe Secugrid® Q6 aus Polyester (PET) und Secugrid® Q1 aus Polypropylen (PP). Die charakteristischen Kennwerte der Produkte sind in Tabelle 3.1 zusammengestellt.

Zur Überprüfung des Einflusses der Belastungsgeschwindigkeit wurden Serienversuche an Polyesterflachstäben der in Tab. 4.1 genannten Geogitter durchgeführt. Die dehnungsgesteuerten Versuche wurden dabei mit 0,5 %/min, 5 %/min und 50 %/min Verformungsgeschwindigkeit (entspr. rd. 0,01 %/s, 0,1 %/s und 1 %/s) ausgeführt. In der Gegenüberstellung der Ergebnisse zeigt sich wie bei Beyer (1999) eine leichte Tendenz zu etwas steiferem Verhalten bei höherer Belastungsgeschwindigkeit, die Größenordnung liegt allerdings deutlich unter der Streubreite der Versuche selbst und muss bzw. kann daher bei diesen Verformungsraten vernachlässigt werden.

Retzlaff (2007) führte an den eingesetzten Secugrid®-Produkten zyklische Versuche durch. Die dabei für die beiden hier eingesetzten Produktgruppen, insbesondere aus PET, ermittelte logarithmisch approximierbare Zunahme der Dehnsteifigkeit über die Anzahl der Lastwechsel kann als Absolutwert vernachlässigt werden, da der Trainingseffekt zum einen keinen stabilen Zustand beschreibt, sondern bei Ruhepausen einen reversiblen Anteil hat, zum anderen spannungsabhängig ist. Bei den hier betrachteten extrem niedrigen Spannungs- und Dehnungszuständen wird daher nachfolgend davon ausgegangen, dass Trainingseffekte und Relaxation bei Polyester bei zyklisch-periodischen Beanspruchungen aus Lastkollektiven im Gleichgewicht stehen. Bei Polypropylen überwiegt nach weiteren, hier nicht dargestellten Versuchen demgegenüber der Einfluss aus Relaxation, d.h. statische Beanspruchungen können nicht über das im Kurzzeitzugversuch ermittelte Zugkraft-Dehnungs-Verhalten in Spannungen umgerechnet werden.

Tabelle 3.1: Zusammenstellung ausgewählter Produktkennwerte der eingesetzten Geokunststoffe

Kennwert	Secugrid 30/30 Q1	Secugrid 30/30 Q6	Secugrid 40/40 Q1	Secugrid 40/40 Q6	Secugrid 60/60 Q1	Secutex 151 GRK3 C
Kennung	30 Q1 (PP)	30 Q6 (PET)	40 Q1 (PP)	40 Q6 (PET)	60 Q1 (PP)	Stx 151 C
Typ	Geogitter aus monolithischen Flachstäben, gelegt, an den Verbindungsstellen verschweißt					mechanisch verfestigter Stapelfaservliesstoff
Masse pro Flächeneinheit [g/m <sup>2</sup> ]	200	320	240	360	360	150
Rohstoff	PP	PET	PP	PET	PP	PP
Nennzugfestigkeit md / cmd [kN/m]	30 / 30	30 / 30	40 / 40	40 / 40	60 / 60	6,5 / 10
Dehnung bei Nennfestigkeit md / cmd [%]	≤ 8% / ≤ 8%	≤ 8% / ≤ 8%	≤ 8% / ≤ 8%	≤ 8% / ≤ 8%	≤ 8% / ≤ 8%	50 / 30
Dehnsteifigkeit @ 2% [kN/m]	600	675	800	900	1200	-
Öffnungsweite md x cmd [mm x mm]	32 x 32	34 x 34	31 x 31	34 x 33	31 x 31	-
Stabdicke [mm]	0,8	0,9	0,9	0,9	0,9	-
Dicke der Verbindungsstellen [mm]	1,6	1,8	1,8	1,8	1,8	-
Schichtdicke [mm]	-	-	-	-	-	1,0
Stempeldurchdruckkraft [N]	-	-	-	-	-	1.670
Verformung bei Stempeldurchdruckkraft [mm]	-	-	-	-	-	30
Charakteristische Öffnungsweite [mm]	-	-	-	-	-	0,08
Untersuchung						
Überfahrversuche, Kap. 4	X	X	X	-	X	X
Bauklasse 1 / 2, Ortsumfahrung Altenberge Kap. 5.1	-	-	-	X	-	-
Bauklasse 3 / 4, Hafenanlage Lübeck, Kap. 5.2	-	-	X	-	-	X
Triaxialversuche unter zyklischer Belastung, Kap. 6	X *	-	-	-	-	-

\* geometrisch skaliert 1 : 2,6

### 3.3 Geogitterspezifische Messtechnik

In den Überfahrversuchen Tostedt (Kap. 4), den Feldmessungen Altenberge und Hafenanlage Lübeck (Kap. 5) sowie den Triaxialversuchen unter zyklischer Belastung an der HTW Dresden (Kap. 6) wurden die eingesetzten Geogitter mit Dehnungsmessstreifen ausgerüstet.

Erstmals wurde diese Technik an gelegten Geogittern mit homogenen, durchgehend verstreckten Flachstäben von Wilmers & Beyer (2004) bei kurzzeitiger Belastung eingesetzt. Erfahrungen mit Messungen wurden in situ unter realen Einbaubedingungen im Zusammenspiel mit Witterung und Zeit und einseitig aufgetragenen DMS von Vollmert et al. (2006) gesammelt, unter zyklischen Lasten im Labor von Kempfert et al. (2006). Neben der Temperaturkompensation wurde durch beidseitiges Aufbringen der DMS die Kompensation von Biegemomenten (Abb. 3.1) und damit die Verbesserung der Absolutwerte möglich (Pachomow, 2007). Die Messtechnik (TU Clausthal, KIWA tBU, GEOscope) wurde seitdem sowohl für Langzeitmessungen in situ (Klompaker et al., 2009; Malakou, 2009; Vollmert et al., 2010; Klompaker et al., 2010; Weihrauch et al., 2010; Vollmert et al., 2012a; Vollmert et al., 2012b) als auch für Laborversuche (Meyer & Holm, 2012; van Eekelen et al., 2012) eingesetzt. In den Vorbesprechungen zur Interpretation der Versuchsergebnisse der letztgenannten Untersuchungen hat sich unter anderem gezeigt, dass die mit konventioneller Messtechnik (Seilgeber) gemessenen Dehnungen zum Teil erhebliche Abweichungen lieferten und einer Korrektur bzw. Nachkalibrierung bedurften.

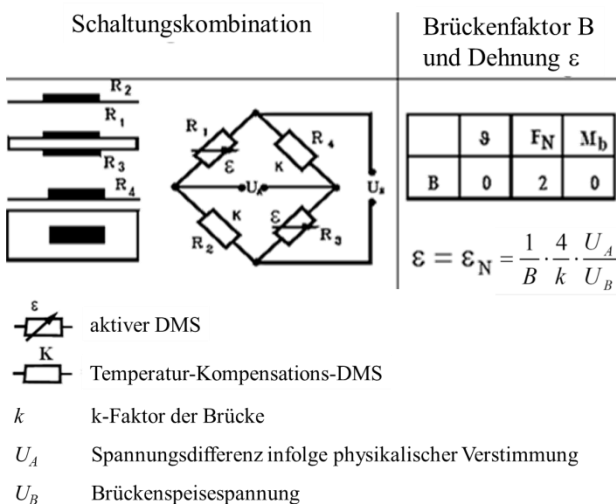


Abb. 3.1: Wheatstone'sche Brückenschaltung (DMS-Vollbrücke zur Normalspannungsmessung ( $F_N$ ) mit Kompensation von Temperatur ( $\vartheta$ ) und Biegemomenten ( $M_b$ ))

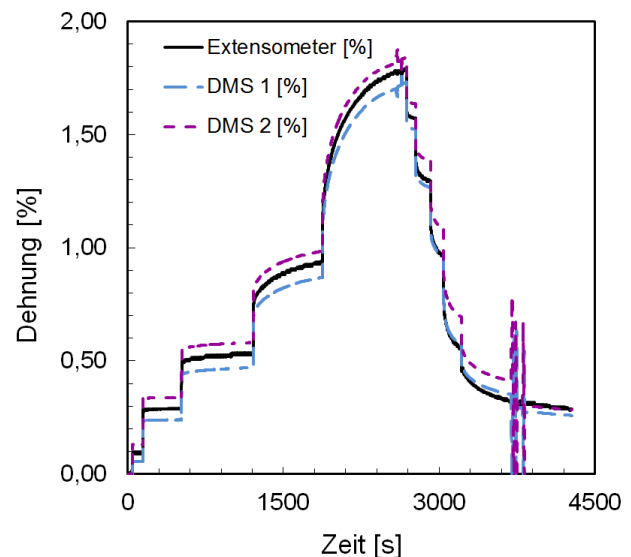


Abb. 3.2: Gegenüberstellung von Extensometermessungen und applizierten DMS (Ober- und Unterseite) (Pachomow, 2007)<sup>20</sup>

<sup>20</sup> Soweit nicht anders angegeben, werden Dehnungszuwächse (Längungen) der Geogitter in den eigenen Untersuchungen immer positiv angegeben und dargestellt, Dehnungsabnahmen (Stauchungen) negativ.



Abb. 3.3: Beispiel einer DMS-Messstelle (GEOscope), ausgerüstet mit dehnweicher Schutzabdeckung zur Langzeitanwendung in situ, Altenberge I

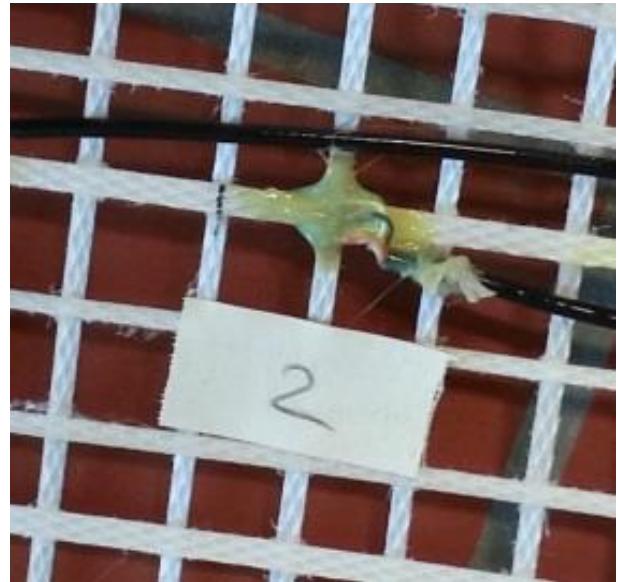


Abb. 3.4: Beispiel einer Messstelle (TU Clausthal) an einem 1 : 2,6 skalierten Geogitter vor dem Aufbringen einer kleinräumigen Schutzabdeckung, HTW Dresden

Die DMS-Messtechnik hat sich in den genannten Untersuchungen als ausgesprochen robust und bei entsprechender Auslegung als unempfindlich gegen mechanische Beanspruchungen und Bodenfeuchtigkeit gezeigt. Entsprechend ausgerüstete Messstellen (Vollmert et al., 2010) sind seit 2008 ohne Ausfälle in Betrieb. Verschiedene Kalibrierungen (Abb. 3.2) haben wiederholt gezeigt (u.a. Kempfert et al., 2006; Pachomow, 2007), dass der k-Wert der verwendeten DMS bei Wahl materialabgestimmter DMS und Klebstoffe sowie einer dehnweichen Schutzummantelung unmittelbar ohne weiteren Kalibrierungsfaktor zur Ermittlung der Dehnungen eingesetzt werden kann.

## 4. Überfahrversuche

### 4.1 Versuchskonzept, Aufbau und Durchführung

Die Vor- und Nachteile von Freifeldversuchen werden bei Vollmert et al. (2014) und Emersleben et al. (2015b) diskutiert. Zur Abbildung realistischer Beanspruchungssituationen werden hier Überfahr-Feldversuche mit angetriebenen Rädern gewählt und Versuchen mit zwangsgeführten, nicht angetriebenen Rädern unter Einhausung (Jenner et al., 2002; Watts et al., 2004) vorgezogen. Die gewählte Versuchsform stellt (z.B. im Gegensatz zu zyklischen Plattendruckversuchen) die einzige Versuchsform dar, bei der alle maßgebenden Beanspruchungsparameter, insbesondere die dreidimensionale und quer zur Befahrungsrichtung gegenläufige Rotation der Hauptspannungsrichtung sowie fahrdynamische Einflüsse, die nach eigenen Erfahrungen je nach Ausprägung von Verformungen einen signifikanten Einfluss ausüben, Bestandteil der Untersuchungen sind (Han & Vollmert, 2015). Diese Einflüsse können zwar bei der Wahl von frei fahrenden Fahrzeugen auch bei Versuchen mit Einhausung abgebildet werden (Zander, 2007), Witterungseinflüsse bleiben dann aber unberücksichtigt, sodass für den Straßenbau stark idealisierte Bedingungen abgebildet werden. Dem Ziel, die Ergebnisse vor allem zur Kalibrierung von vereinfachten Bemessungsmodellen zu nutzen und die Wirksamkeit von Produkten unter realen Bedingungen zu bewerten, wird mit den gewählten Randbedingungen Rechnung getragen. Das Hauptaugenmerk bei der Durchführung von Überfahrversuchen ist dabei auf eine durchgängige und lokale Dokumentation der Untergrundbedingungen zu legen, da die Herstellung absolut gleichmäßiger Bettungsbedingungen praktisch nicht möglich ist (Han & Vollmert, 2015).

Die im Rahmen dieser Arbeit konzipierten und durchgeführten Testfelder Tostedt I und II wurden mit folgenden Zielen angelegt<sup>21</sup>:

- Tostedt I: Ermittlung des Einflusses der Dehnsteifigkeit, Mehrlagigkeit der Bewehrung, Schichtdicke der Tragschicht, Datensätze zur Kalibrierung eines Bemessungsverfahrens
- Tostedt II: Vergleich unterschiedlicher, auf dem europäischen Markt eingesetzter Produkte unter gleichen Bedingungen<sup>22</sup>

Die Versuche der Serie Tostedt II entsprechen damit in der Zielsetzung denen von Cuelho & Perkins (2009) und Cuelho et al. (2014), vgl. Kap. 2.5.2.1. Im Folgenden wird auf die Ergebnisse der Versuchsserie Tostedt II sowie die Versuchsergebnisse von Cuelho & Perkins (2009) und Cuelho et al. (2014) nur insoweit Bezug genommen, wie für die Auswertung und Bewertung der eigenen Untersuchungen relevant bzw. notwendig. Die Versuchsstrecke Tostedt I ist in der versuchstechnischen Anlage einmalig.

Gewählt wurde ein Gelände einer Sandgrube, in dem unabhängig von Baustellenbetrieb oder fließendem Verkehr unter wissenschaftlichen Aspekten eine ungestörte Ausführung und

---

<sup>21</sup> Über die Veranlassung und den Aufbau wird ausführlich bei Vollmert et al. (2014) berichtet.

<sup>22</sup> Die Auswertung und Bewertung der Versuchsergebnisse der Serie Tostedt II oblag federführend der TU Clausthal, Prof. Dr.-Ing. N. Meyer und Dr.-Ing. Ansgar Emersleben, siehe hierzu Emersleben et al. (2015b).

Beprobung von Freifeldversuchen ausgeführt werden konnte (Abb. 4.1), eine nähere Beschreibung der Versuchsumgebung wird bei Vollmert et al. (2014) gegeben. Auf einer Gesamtlänge von 120 m wurden acht hintereinander angeordnete Versuchsfelder eingerichtet (Abb. 4.6). Zum Einbau eines speziell ausgewählten bindigen Erdstoffes als Erdplanum wurde der Baugrund unter den Testfeldern ausgehoben (Abb. 4.2) und der bindige Erdstoff nach Aufbereitung und Einstellung des Wassergehaltes im Seiteneinbau eingebaut, durch Überfahren mit einem Kettenbagger verdichtet und auf Sollhöhe abgezogen (Abb. 4.3 und Abb. 4.4).

Auf der Oberfläche des Geschiebelehms wurden die Geokunststoffe jeweils in Querrichtung der Testfelder verlegt und mit Schotter im Seiteneinbauverfahren überbaut (Abb. 4.5). Die Überlappungen der Geokunststoffe wurden grundsätzlich zu 0,5 m gewählt und ausgeführt. Auf einen Umschlag der Bewehrung im Randbereich wurde gemäß den Verlegevorschriften des Herstellers verzichtet, da bei der gewählten Breite der Versuchsstrecke (vgl. Abb. 4.10) und den nach u.a. Cuelho & Perkins (2009) erwarteten Dehnungen der Bewehrung von max. 2 % entsprechend einer Abschätzung nach Rügger & Hufenus (2003) eine ausreichende Randeinspannung zur notwendigen Verankerung gegeben war.



Abb. 4.1: Lageplan der Versuchsstrecke Tostedt I und II



Abb. 4.2: Trog im Bestandsgelände mit Anschluss an den Grundwasserspiegel und Trennlage im Bauzustand





Abb. 4.3: Seiteneinbau des Geschiebelehms (lagenweise)



Abb. 4.4: Querschnitt des im Trog eingebauten Geschiebelehms mit Schutzplane vor Einbau der Schottertragschicht



Abb. 4.5: Verlegung von Geokunststoffen auf OK Geschiebelehm und Überbauung mit Tragschichtmaterial

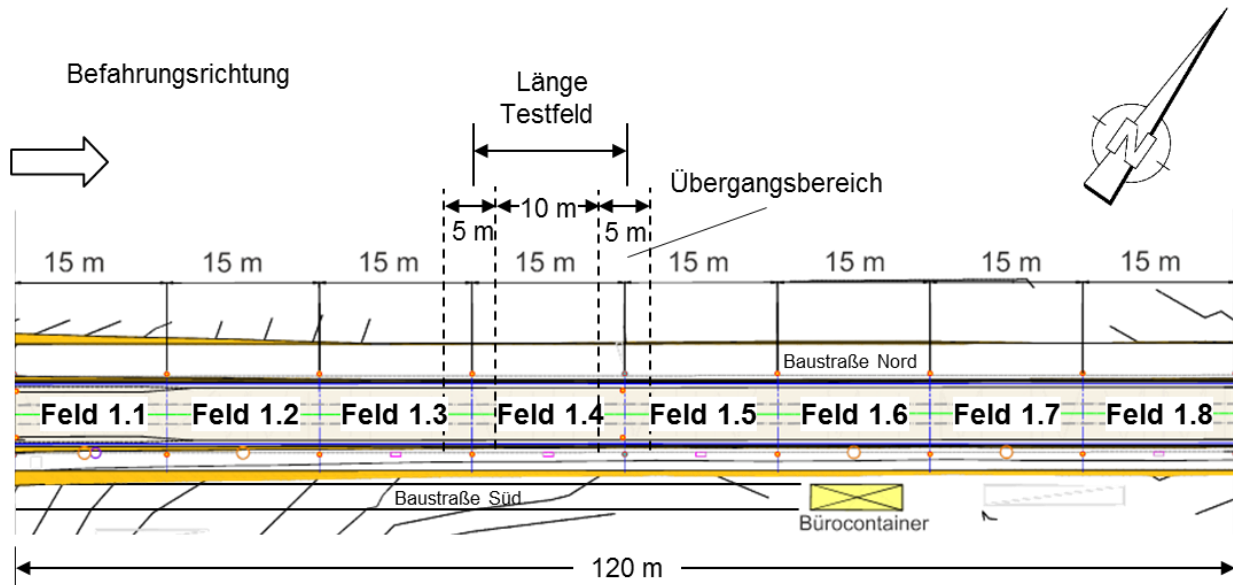


Abb. 4.6: Lageplan

Je Testfeld standen 15 m zur Verfügung, von denen je 2,5 m am Anfang und Ende als Übergangszone von Testfeld zu Testfeld bzw. vom Testfeld zum Teststreckenanfang und -ende gewählt wurden. In diesen Bereichen wurden Überlappungen von unterschiedlichen Produkten ( $l_{ü, gewählt} \geq 0,5 \text{ m}$ ) und Geländesprünge bei wechselnden Aufbaumächtigkeiten (Tostedt Serie I) angeordnet.

Für die Testfelder Tostedt wurde für alle Versuche die Anordnung eines Trenn- und Filtervliesstoffes, wie er in der Baupraxis in Europa regelmäßig eingesetzt wird (Secutex 151 GRK 3) und auch Bestandteil von Verbundprodukten ist, vorgesehen. Abb. 4.7 zeigt die Anordnung der Testfelder der Serie Tostedt I im Längsschnitt. Eingetragen ist ebenfalls der Wechsel des Versuchsparameters von Testfeld zu Testfeld, wobei von den drei variierten Parametern Tragschichtdicke  $h_0$ , Dehnsteifigkeit  $J$  und Anzahl der Bewehrungslagen  $n$  jeweils nur ein Parameter verändert wurde. Das Testfeld 1.8 entsprach nicht den Bemessungskriterien und wurde bewusst mit einer nochmals um den Faktor 2 reduzierten Tragschichtdicke ausgerüstet, um zu eruieren, inwieweit eine reduzierte Tragschichtdicke durch eine um den Faktor 2 größere Dehnsteifigkeit und Robustheit der Bewehrung ausgeglichen werden kann. Die Testfelder wurden in der Reihenfolge der erwarteten abnehmenden Performance, d.h. erreichbarer Tragfähigkeit und Größe der Spurrillen bei Überfahrten, angelegt, sodass bei Ausfall einzelner Felder die übrigen Felder möglichst unbeeinflusst bleiben.

Die Bemessung der Tragschichtstärke erfolgte für einen Zielwert der Untergrundtragfähigkeit  $\text{CBR} = 1,5 \%$  bzw.  $c_u = 45 \text{ kN/m}^2$  nach den Verfahren von Jaecklin & Floss (1988) und Giroud & Noiray (1981) für  $N_{10t} = 1000$  Achsübergänge. Im bewehrten Fall liefern die Verfahren eine erforderliche Tragschichtmächtigkeit von  $h_0 = 47 \text{ cm}$  bzw.  $h_0 = 41 \text{ cm}$  bei einer Spurrillentiefe von 10 cm. Um die Anzahl erforderlicher Lastübergänge gering zu halten, wurde für die Serie Tostedt



I die Zielschichtmächtigkeit zu 0,4 m gewählt. Für die Serie Tostedt II wurde aufgrund der nur bedingt einschätzbaren Performance der unterschiedlichen Bewehrungsprodukte die Schichtmächtigkeit zu 0,5 m gewählt.

Ergänzend wurde in der Serie Tostedt I die Tragschichtmächtigkeit im Feld 1.1 auf 0,63 m soweit erhöht, dass nach der *Bemessungsanleitung für Secugrid und Combigrid Geogitter in Tragschichten, Stand 12.12.2003*, eine Zieltragfähigkeit im Plattendruckversuch von  $E_{v2} \geq 120 \text{ MN/m}^2$  zu erwarten war. Angestrebt wurden damit Verhältnisse auf OK Schottertragschicht, wie sie im klassifizierten Straßenbau unter den gebundenen Asphaltdeckschichten vorherrschen. Die Konstruktion Feld 1.1 stellt damit einen frostsicheren Tragschichtaufbau nach RStO 12 dar, bei dem trotz sehr gering tragfähigem Untergrund mit plastischen Verformungseigenschaften auf das Abnahmekriterium  $E_{v2,PL} \geq 45 \text{ MN/m}^2$  verzichtet und zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit und der Verformungseigenschaften eine zweilagige Bewehrungsanordnung mit Trenn- und Filterlage angeordnet wurde.

Abb. 4.8 zeigt die realisierten Schichtmächtigkeiten für den Geschiebelehm und die Tragschichten. Die mittlere Schichtdicke im Feld 1.1 beträgt demnach  $h_0 = 0,63 \text{ m}$ , in den Feldern 1.2 bis 1.7  $h_0 = 0,42 \text{ m}$  und im Feld 1.8  $h_0 = 0,2 \text{ m}$ .

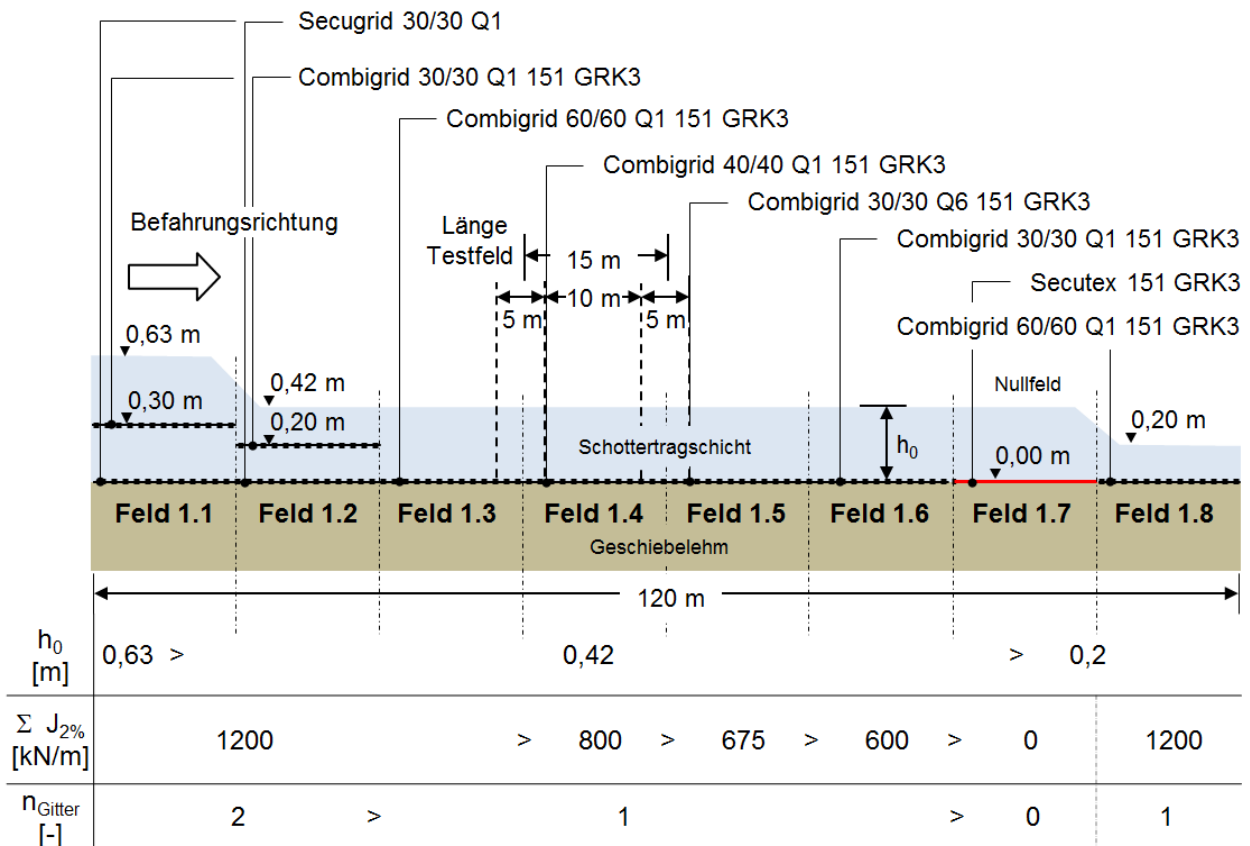


Abb. 4.7: Längsschnitt Tostedt I (überhöht)

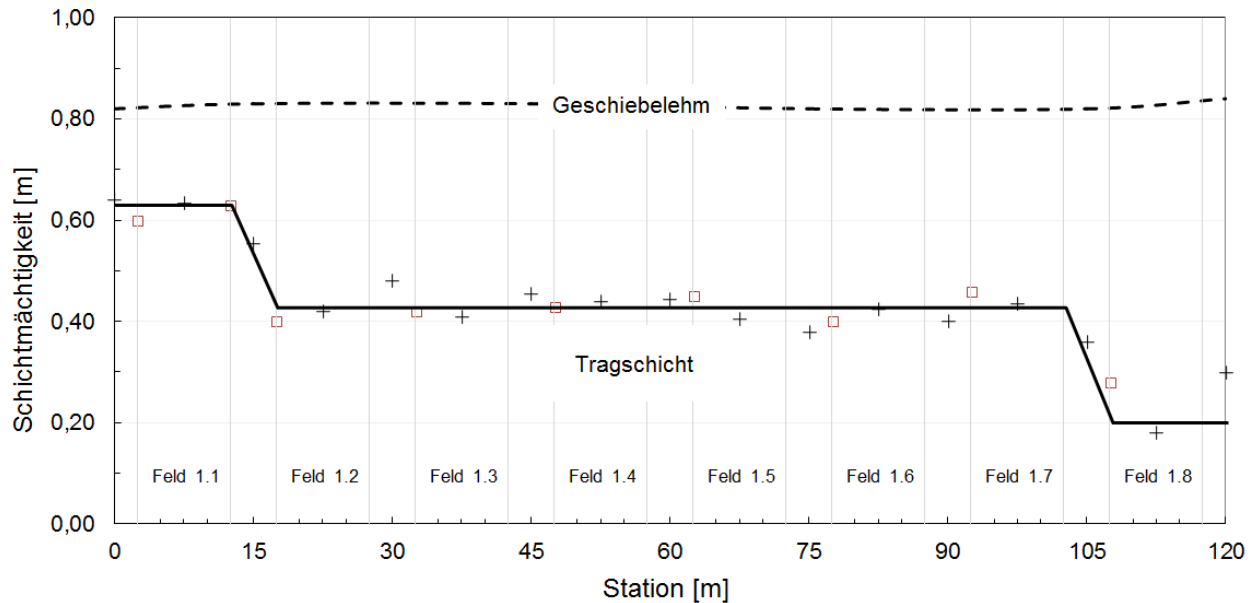


Abb. 4.8: Einbausichtmächtigkeiten der Tragschicht und des Geschiebelehms Tostedt I

## 4.2 Instrumentierung und Datenerfassung

Da bei Versuchen unter Verwendung von Böden, insbesondere bei nicht vorkonsolidierten bindigen Böden, grundsätzlich von einer relativ großen Streuung der Baugrundverhältnisse ausgegangen werden muss, wurden zur Beschreibung der lokalen Untergrundbedingungen umfangreiche Kontrollprüfungen verschiedener Baugrundkennwerte vorgenommen. Für den Geschiebelehm waren dies:

- Bestimmung des Wassergehaltes mittels Bohrstock in den Tiefen 0,05 ÷ 0,15 m und 0,20 ÷ 0,40 m
- Bestimmung der undrainierten Scherfestigkeit durch Feldflügelsondierungen (ASTM D 2573, Flügelabmessungen 16 x 32 mm) in den Tiefen 0,2 m, 0,4 m, und 0,6 m und an ungestörten Bodenproben
- Rammsondierungen (DPL-5)
- Densitometermessungen
- Bestimmung der Tragfähigkeit durch CBR-Versuche in situ und an ungestörten Bodenproben im Labor
- dynamische und statische Plattendruckversuche

Aufgrund der bekannten Abhängigkeiten der Tragfähigkeit bindiger Böden vom Wassergehalt und der undrainierten Scherfestigkeit wurden diese Versuche zur fortlaufenden und kleinräumigen Erfassung von Unterschieden über die Streckenlängsachse und Streckenquerachse (drei Achsen je Feld) eingesetzt.

Die Übergangsbereiche zwischen den Testfeldern wurden für die Probennahme von Ausstechzylindern für Laborversuche, Dichteprüfungen, Rammsondierungen, CBR-Versuche und Plattendruckversuche genutzt, die jeweils zu einer unmittelbaren Beeinflussung der Planumsqualität führen.

Ebenfalls in diesen Bereichen wurden nach Fertigstellung der Teststrecke Tostedt I händisch Schächte (im Folgenden auch  $c_u$ -Schächte genannt) mit einem Durchmesser von 0,3 m eingebaut, die auf der Bewehrungsebene aufsetzten (Abb. 4.9). Die Bewehrung wurde an diesen Stellen entfernt, die Schichtmächtigkeit der Schottertragschicht überprüft und die Schächte mit Sand verfüllt. Hierdurch wurde nach Einbau der Schottertragschicht die fortlaufende Ermittlung der undrainierten Scherfestigkeit des Geschiebelehms mittels Feldflügelsonde möglich, die jeweils bereits genutzte Position wurde markiert und nicht nochmals beprobt.



Abb. 4.9: Händischer Einbau von  $c_u$ -Schächten in den Übergangsbereichen vor Befahrung

In den eigentlichen Testfeldern mit 10 m Länge wurden ausschließlich Handgeräte zur Bestimmung der undrainierten Scherfestigkeit (Feldflügelsonde) sowie des Wassergehaltes (Bohrstock) eingesetzt.

Die Testfelder der Serie Tostedt I wurden abweichend von den Testfeldern Tostedt II und Montana I und II nicht durchgängig in allen Feldern identisch instrumentiert. Der Schwerpunkt wurde hier auf eine hohe Informationsdichte und Redundanz der Messwerterfassung für repräsentative Testfelder gelegt. Hierzu wurden die jeweils aneinandergrenzenden Felder 1.1 / 1.2 und 1.6 / 1.7 gewählt, sodass die Datenerfassung jeweils zentral zwischen den beiden Feldern angeordnet werden konnte.

In den Feldern 1.1 und 1.6 der Serie Tostedt I wurden Porenwasserdruckgeber installiert. Zur Verbesserung der Redundanz der Ergebnisse wurden dabei im Feld 1.6 unterschiedliche Messtechniken eingesetzt: Tensiometer (Fa. UMS, wassergefüllter Keramikfilter), Piezometer (Fa. Geokon, Edelstahlfilter), hydraulische Porenwasserdrucksensoren (Fa. Lhotzky, wassergefüllter Keramikfilter).

Soweit als notwendig erachtet, wurden die Instrumente sowohl in der Spurmitte ( $y = 3,75$  m) als auch direkt unter der Fahrspur ( $y = 2,85$  m, rechte Fahrspur, bzw.  $y = 4,75$  m, linke Fahrspur) angeordnet. Die Messgeber zur Erfassung des Porenwasserdrucks bzw. der Saugspannungen wurden in Tiefen von  $z = 0,15$  m,  $0,45$  m und  $0,75$  m unter OK Geschiebelehm eingebaut (Abb. 4.10), ebenso wie die Erddruckgeber. Letztere wurden im Feld 1.6 ergänzend innerhalb der Tragschicht angeordnet.

Um die elastischen und plastischen Setzungen an der Unterseite der Tragschicht während und zwischen den Überfahrten differenzieren zu können, wurden sowohl hydrostatische Linienvermessungen System Lhotzky in Quer- und Längsachse als auch Beschleunigungsaufnehmer auf OK Bewehrung eingesetzt. Ergänzend wurden für das hydrostatische System schnelle Messungen ausgeführt, sowohl für die hydrostatische Porenwasserdruckerfassung als auch erstmals für die vertikale Verformung.

Einen Überblick über die Gesamtinstrumentierung und Messwerterfassung gibt Tabelle 4.1, die ausgeführte Instrumentierung für alle Felder ist im Anhang, Abb. 6 und 7, graphisch dargestellt.

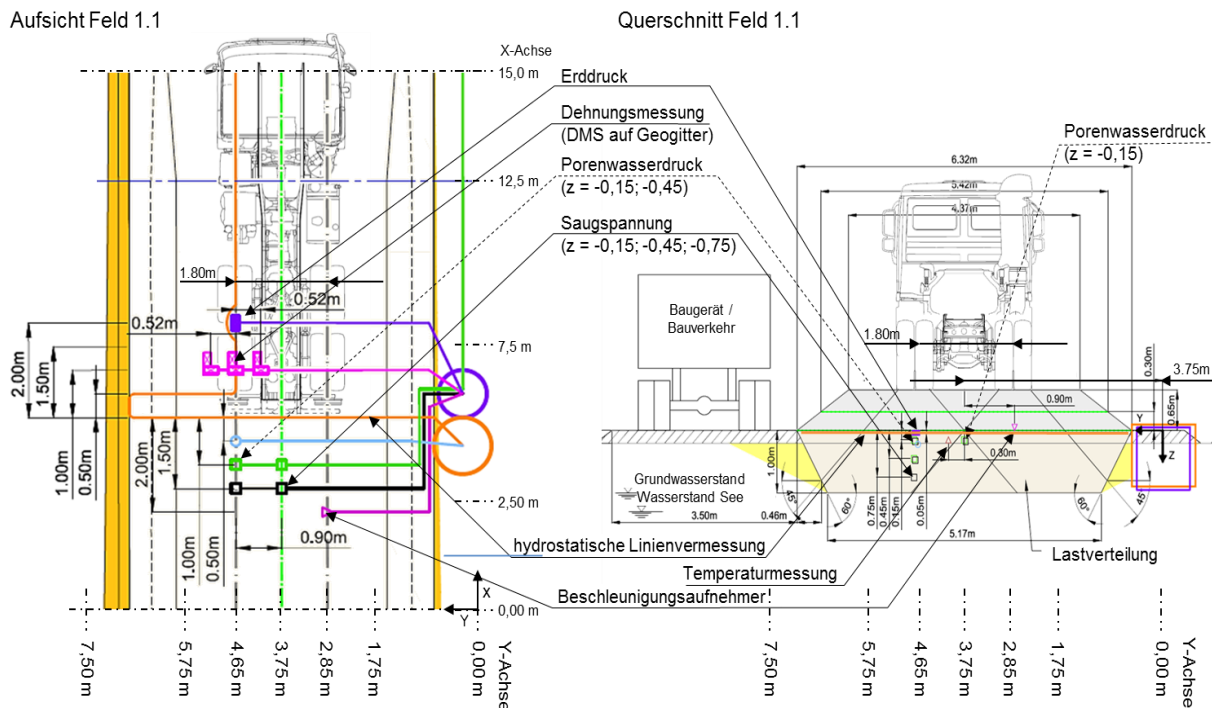


Abb. 4.10: Querschnitt, Abmessungen und Instrumentierung am Beispiel des Feldes 1.1



Abb. 4.11: Einbau Schlauchwaagen-System Lhotzky an der Oberfläche des Geschiebelehms, Tostedt I

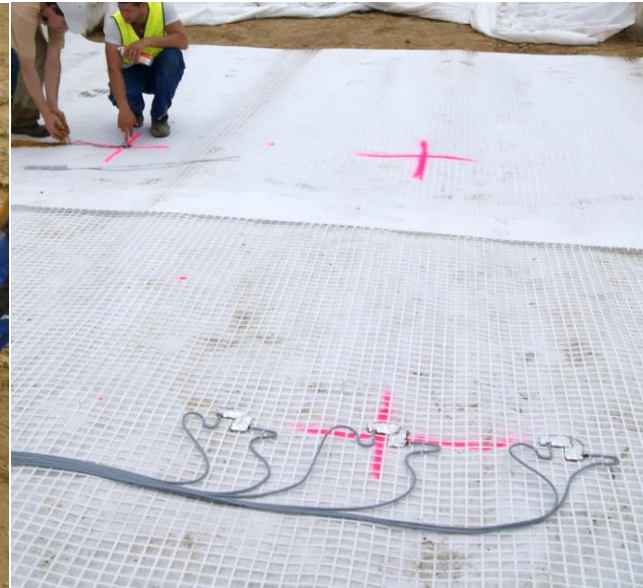


Abb. 4.12: Platzierung der vorbereiteten DMS-Messstellen im Feld 1.1, linke Spur, und eines Beschleunigungsaufnehmers, rechte Spur, Tostedt I

Zur detaillierten Erfassung der Oberflächenverformung wurde von Emersleben et al. (2014) ein Verfahren zur foto-optischen Erfassung von Oberflächen im Zusammenhang mit Erdstoffoberflächen von Tragschichten entwickelt und mit entsprechender Auswertesoftware erweitert. Da zum Zeitpunkt der Testfelddurchführung keine vergleichbaren Referenzen vorlagen, wurden alle Testfelder ergänzend durch eine Laservermessung in einem Raster von  $x/y = 2,0 \text{ m} / 0,2 \text{ m}$  je Messzyklus zu festgelegten Anzahlen an Überfahrten händisch aufgemessen (Abb. 4.13).

Bei der foto-optischen Erfassung wird durch das Zusammenfügen einer Vielzahl aus unterschiedlicher Position aufgenommener Fotos (Abb. 4.14) zunächst ein 3D-Modell der Oberfläche berechnet. Die 3D-Oberfläche kann dann als 3D-Texturmodell ausgelesen und mit einer foto-realistischen Oberfläche belegt werden (Abb. 4.55). Mit entsprechender Software kann das Texturmodell in ein beliebiges  $x-y-z$ -System überführt werden, sodass eine freie Entnahme von Schnitten, Hoch- oder Tiefpunkten und eine Maximal-/Minimalwertanalyse z.B. bei gegenüber der Ursprungsachse verschobener Spurrille möglich wird. Für die Auswertung wurde ein Raster von  $x/y = 0,1 \text{ m} / 0,05 \text{ m}$  gewählt, die Auflösung der Datenausgabe in  $z$ -Richtung beträgt  $< 1 \text{ mm}$ .

Tabelle 4.1: Instrumentierung bzw. Messwerterfassung während der Befahrung der Testfelder Tostedt I

Feld	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8
Instrumentierung								
Hydrostatische Linienvermessung, quer	x	x				x	x	
Hydrostatische Linienvermessung, längs	x	x				x	x	
Beschleunigungsaufnehmer OK Geogitter	x					x		x
Bodenfeuchtemessung	x					x		
Porenwasserdruckgeber, hydrostatisch	x	x				x	x	
Porenwasserdruckgeber, piezoresistiv	x					x		
Tensiometer						x		
Temperaturfühler		x					x	
DMS Geogitter	x					x		
Erddruckgeber	x					x	x	
Grundwassermessstelle	x							x
$c_u$ -Schacht	x	x	x	x	x	x	x	x
foto-optische Spurrillenerfassung	x	x	x	x	x	x	x	x
Geodätische Spurrillenerfassung	x	x	x	x	x	x	x	x
Erfassung der Lastübergänge per GPS	X	x	x	x	x	x	x	x

Die Erfassung der LKW-Überfahrten erfolgte über manuelle Zählung und über einen am Fahrzeug angebrachten GPS-Tracker. Damit wird eine räumlich-zeitliche Zuordnung insbesondere bei unterschiedlichen Befahrungsgeschwindigkeiten möglich.

Im Folgenden wird als Bezugswert für alle Darstellungen statt der häufig üblichen Darstellung der Anzahl der LKW-Überfahrten die schadigungsrelevante Anzahl der Lastübergänge für die eingesetzte 10-t-Standardachse ( $N_{10}$ ) gewählt.





Abb. 4.13: Aufmaß der Testfelder mit Messbalken (Laserscan)



Abb. 4.14: Einzelbildaufnahme als Basis eines foto-optischen Oberflächenscans nach dem Verfahren Emersleben et al. (2014)

### 4.3 Böden

#### 4.3.1 Verwendete Böden

In Abb. 4.15 sind die Kornverteilungen der gewählten mineralischen Baustoffe aufgetragen. Zum Vergleich sind die Kornverteilungen der in den Versuchsstrecken von Cuelho & Perkins (2009) (Montana I) und Cuelho et al. (2014) (Montana II) genutzten Tragschichtmaterialien dargestellt. Die Mineralgemische der Tragschichten sind bzgl. Kornverteilung direkt vergleichbar und zeigen nur geringe Abweichungen.

Für das Tragschichtmaterial wurde Schotter entsprechend den TL-SoB-StB04/07 gewählt, wobei in der Serie Tostedt II ein gegenüber der Serie Tostedt I nochmals scharfkantigeres Material gewählt wurde (Tabelle 4.2).

Die Kennwerte des aus mehreren verfügbaren Böden letztlich gewählten Geschiebelehms (Abbau Ohlendorf) sind in Tabelle 4.3 zusammengestellt. Sie zeigt die Zusammenstellung der geotechnischen Eigenschaften des verwendeten Geschiebelehms mit rd. 40 % Feinkornanteil (Abb. 4.15). Der Feinkornanteil ist maßgebend für das bodenmechanische Verhalten des Geschiebelehms, das Korngerüst aus Sand und Kiesanteilen wird durch den Feinkornanteil gesprengt. Die Versuche zur bodenmechanischen Klassifizierung wurden ohne Überkornanteil ausgeführt. Der korrigierte Wassergehalt liegt rd. 2 % über dem natürlichen Wassergehalt des Geschiebelehms. Der ebenfalls in Tabelle 4.3 angegebene Einbauwassergehalt ist daher um rd. 2 % erhöht anzusetzen, um die Konsistenz anzugeben. Der Geschiebelehm wurde danach in beiden Testserien I und II auf dem nassen Ast der Proctorkurve mit weicher Konsistenz eingebaut.

Analog zur Bewertung der Untersuchungen Montana I und II in Kap. 2.5.2.1 wurde die Filterstabilität der eingesetzten Böden geprüft. Ergänzend wurden die Filterkriterien nach Witt (1986) für weitgestufte Böden genutzt, da die Feinkornfraktionen bekannt sind. Tabelle 4.4 zeigt analog zu Tabelle 2.5 die Gegenüberstellung der Ergebnisse. Für beide Fälle ist insbesondere bei hydrodynamischen Beanspruchungen von einer nicht ausreichenden Filterstabilität auszugehen.

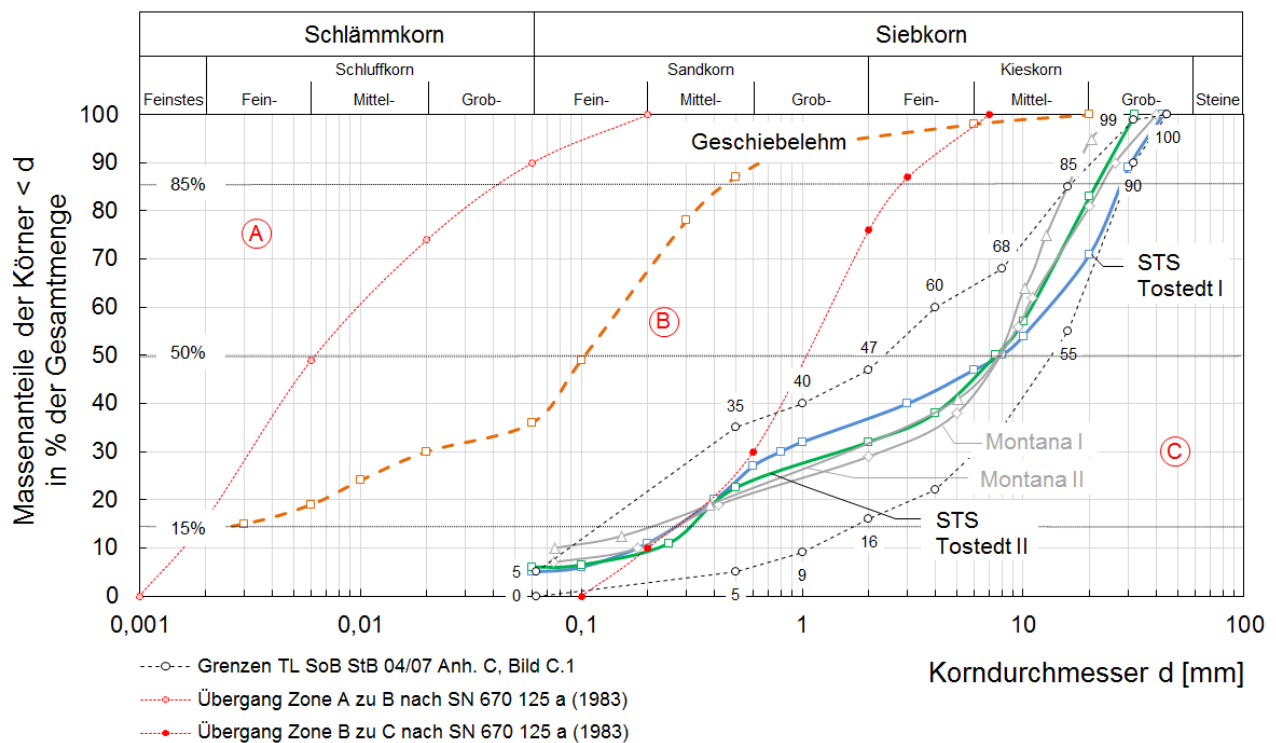


Abb. 4.15: Kornverteilungen Tostedt I und Tostedt II im Vergleich zu den Kornverteilungen der Tragschichtmaterialien Montana I und Montana II



Tabelle 4.2: Eigenschaften der verwendeten Tragschichtmaterialien

Testfeld		Tostedt I	Tostedt II
Material		Baustoff-gemisch Sand 0-2 und Rhyolith 2/32	Baustoff-gemisch Diabas 0/32
Korndichte	[g/cm <sup>3</sup> ]	2,7	2,8
Bruchflächigkeit <sup>1)</sup>	[M.-%]	94	100
Kornformkennzahl	[-]	12	18
Los-Angeles-Koeffizient	[-]	22	11
Frostempfindlichkeit <sup>2)</sup>	[M.-%]	1,5	2
Proctordichte <sup>3)</sup>	[g/cm <sup>3</sup> ]	2,32	2,13
opt. Wassergehalt w <sub>Pr</sub> <sup>3)</sup>	[%]	4,0	5,9
Einbaudichte D <sub>Pr</sub> , in situ	[%]	98,2	100,2
Einbauwassergehalt w <sub>n</sub>	[%]	2,41	4,44

<sup>1)</sup> vollständig und teilweise gebrochene Körner

<sup>2)</sup> Absplitterung < 4,0 mm und < 0,71 mm

<sup>3)</sup> bei D<sub>Pr</sub> = 100 %

Tabelle 4.3: Eigenschaften des verwendeten Geschiebelehm

Testfeld		Tostedt I / II
Bodengruppe DIN 18196 <sup>1)</sup>	[-]	Geschiebelehm SU* / ST*
Korndichte	[g/cm <sup>3</sup> ]	2,67
natürlicher Wassergehalt w <sub>n</sub>	[%]	14,5
Anteil Überkorn ü	[%]	17
Wassergehalt Überkorn w <sub>ü</sub>	[%]	4,3
korrigierter Wassergehalt	[%]	16,6
Fließgrenze w <sub>L</sub> <sup>2)</sup>	[%]	24,4
Ausrollgrenze w <sub>P</sub> <sup>2)</sup>	[%]	13,2
Plastizitätszahl I <sub>P</sub> <sup>2)</sup>	[%]	11,2
Konsistenzzahl I <sub>C</sub> <sup>2)</sup>	[-]	0,69 (weich)
Proctordichte <sup>3)</sup>	[g/cm <sup>3</sup> ]	2,02 / 1,99 / 1,96
Wassergehalt w <sub>Pr</sub> <sup>2)</sup>	[%]	10,3 / 12,5 / 14,2
Einbauwassergehalt Serie I / II	[%]	12,1 / 12,5 <sup>4)</sup>

<sup>1)</sup> S: Schluff; T: Ton; \*: 15 % < (M.-% < 0,063 mm) < 40 %

<sup>2)</sup> ohne Überkorn

<sup>3)</sup> bei D<sub>Pr</sub> = 100 % / 98 % / 95 %, nasser Ast der Proctorkurve

<sup>4)</sup> (Emersleben et al., 2015a)

Tabelle 4.4: Prüfung der Filterstabilität für die Baustoffkombinationen Tostedt für weitgestufte Böden unter hydrostatischen Bedingungen

Filter-stabilität	KARPOFF, 1955	WITT, 1986	SHERARD, 1989
Kriterium	$D_{50,ToB} \leq 58 \cdot d_{50,PL}$ (Gl. 4) $A_{50} = D_{50,ToB} / d_{50,PL}$	$\max d_{30,ToB} \leq 2,5 \cdot \min d_{85,PL}$ für $C_{U,ToB} < 3$ und $d_{5,ToB} < 0,5$ mm	Bodentypverfahren
Tostedt I	$8 \text{ mm} \leq (58 \cdot 0,1 \text{ mm} = 5,8 \text{ mm})$ ; ( $A_{50} = 80$ ) Soll/Ist = <b>0,73</b> <b>n.e.</b>	$0,8 \text{ mm} \leq 1,125 \text{ mm}$  Soll/Ist = 1,4 K.e.	Bodentyp 2/3 (vgl. Abb. 2.87) ( $d_{15,ToB} = 0,28 \text{ mm}$ ) < $4 \div 12 \text{ mm}$ Soll/Ist = 14 K.e.
Tostedt II	$7,4 \text{ mm} \leq (58 \cdot 0,1; \text{ mm} = 5,8 \text{ mm})$ ( $A_{50} = 74$ ) Soll/Ist = <b>0,78</b> <b>n.e.</b>	$1,6 \text{ mm} \leq 1,125 \text{ mm}$  Soll/Ist = <b>0,7</b> <b>n.e.</b>	Bodentyp 2/3 (vgl. Abb. 2.87) ( $d_{15,ToB} = 0,32 \text{ mm}$ ) < $4 \div 12 \text{ mm}$ Soll/Ist = 12,5 K.e.

$C_U = d_{60} / d_{10}$ ; K.e.: Kriterium erfüllt; **n.e.**: Kriterium nicht erfüllt

### 4.3.2 Korrelationen zwischen Baugrundkennwerten

Zur Bestimmung der undrainierten Scherfestigkeit des Geschiebelehms wurden in der Serie Tostedt I rd. 300 Feldflügelsondierungen vorgenommen. Zur Korrelation des Wassergehaltes (vgl. Kap. 4.3.3) zur undrainierten Scherfestigkeit (Kap. 4.3.4) und zur Dichte wurden in den Übergangsbereichen 18 ungestörte Proben entnommen und im Labor beprobt.

Im Vergleich der mit einer Laborflügelsonde und im Nahbereich der Probenentnahmestelle zeit- und höhengleich mit einer Feldflügelsonde ermittelten drainierten Scherfestigkeit ergeben sich im Labor systematisch um rd. 30 % geringere Scherfestigkeiten (Abb. 4.16). Im Folgenden werden daher, soweit Laborwerte einbezogen werden, alle Werte auf Feldbedingungen angeglichen.

Die in Tostedt I beim Rückbau der Testfelder ermittelte undrainierte Scherfestigkeit ist deutlich von der Dichte des Geschiebelehms abhängig (Abb. 4.17). Demgegenüber zeigt die undrainierte Scherfestigkeit, aufgetragen über den zugehörigen Wassergehalt (Abb. 4.18), eine starke Streuung der Kennwerte. Zur Verbesserung der Gleichmäßigkeit der Untergrundbedingungen wurde für die Serie Tostedt II der Geschiebelehm teilweise ausgebaut und beim lagenweisen Wiedereinbau durch Fräsen homogenisiert und danach verdichtet. Für Tostedt II ergibt sich damit eine eindeutige Korrelation der undrainierten Scherfestigkeit vom Wassergehalt (Abb. 4.18).

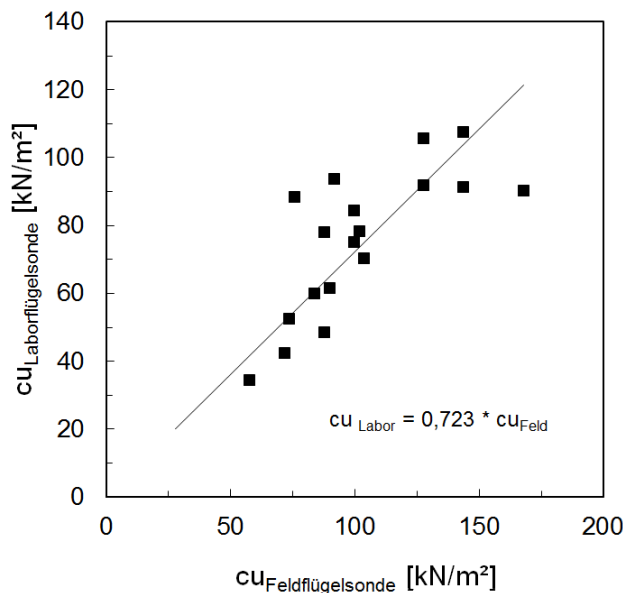


Abb. 4.16: Verhältnis der undrainierten Scherfestigkeit bei Messung an ungestörten Proben (Laborflügelsonde) und in situ (Feldflügelsonde), Tostedt I

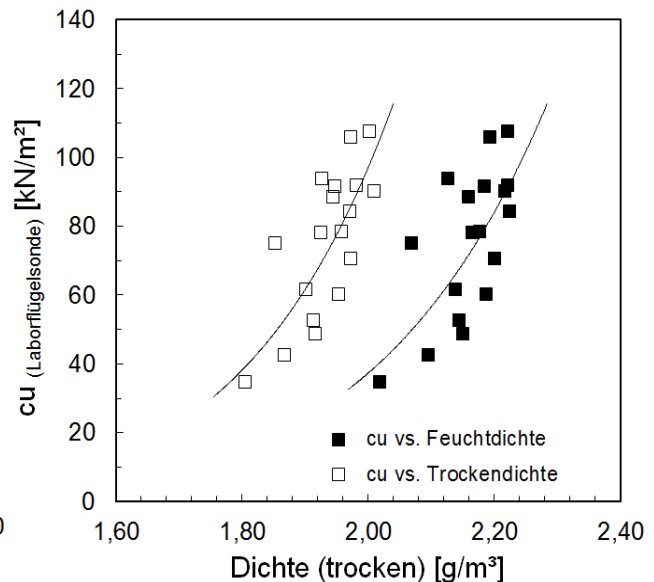


Abb. 4.17: Auftragung der undrainierten Scherfestigkeit über die Dichte, Tostedt I

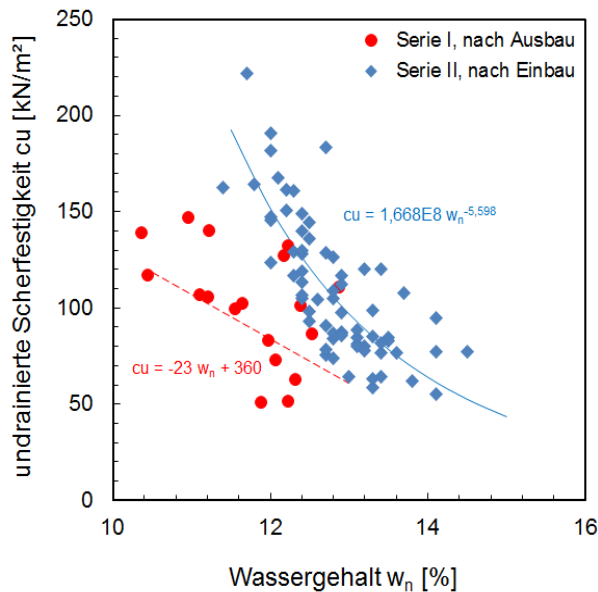


Abb. 4.18: Undrainierte Scherfestigkeiten  $c_u$  in Abhängigkeit des Wassergehaltes  $w_n$  der Serien Tostedt I und II

Die Dichte hat ebenso einen unmittelbaren Einfluss auf den CBR-Wert (*California Bearing Ratio*), da der CBR-Wert ebenso wie die undrainierte Scherfestigkeit einen Versagenszustand des Bodens bei großen Verformungen beschreibt. Der CBR-Wert wird allgemein als ein für die Bewertung von bindigen Böden im Hinblick auf die Eignung als Untergrund für Verkehrsflächen geeigneter Wert angesehen, da bei der Versuchsdurchführung durch das Eindringen eines Laststempels plastische Verformungen erzeugt werden (vgl. Kap. 4.3.5).

Abb. 4.19 zeigt den Einfluss des Wassergehaltes auf den Widerstand gegen Eindringen des Laststempels an ungestörten Bodenproben aus der Serie Tostedt I. Die Laborwerte sind dabei gegenüber zeit- und ortsgleich ausgeführten Feldversuchen deutlich erhöht und wurden an den Feldversuchen kalibriert. Für die Approximation im betrachteten Wertebereich wurde vereinfachend ein linearer Bezug gewählt.

Analog dazu kann der Zusammenhang für Tostedt II aufgetragen werden, wobei in Abb. 4.20 vergleichend die Versuchsdaten der Serie Tostedt I eingetragen sind. Für die Ableitung der Korrelationsfunktion der Auswertung der Versuchsserie II werden ergänzend die Versuchsdaten der Serie Tostedt I berücksichtigt. Bei abnehmendem Wassergehalt zeigt der Untergrund der Serie Tostedt II analog zur undrainierten Scherfestigkeit eine deutlich stärkere Zunahme des CBR-Wertes als die Serie Tostedt I, was auf die geringere Dichte zurückgeführt werden kann.

Die undrainierte Scherfestigkeit hängt nach HVORSLEV (Gudehus, 1981) exponentiell vom Wassergehalt ab. Aufgrund der festgestellten starken Streuung der Messwerte ergibt sich für die Serie Tostedt I allerdings mit linearen Näherungsfunktionen für den betrachteten Wertebereich eine bessere Regression. Die Korrelationen der Serien Tostedt I und II sind aufgrund der hohen Abweichungen nicht übertragbar, sodass der Wassergehalt nicht für alle Wertebereiche als Vergleichswert zwischen der undrainierten Scherfestigkeit und dem CBR-Wert herangezogen werden kann.

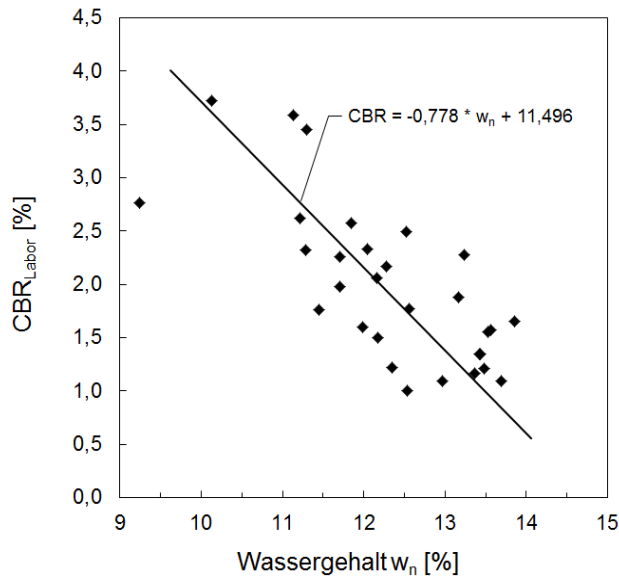


Abb. 4.19: CBR-Wert in Abhängigkeit des Wassergehaltes  $w_n$  der Serie Tostedt I

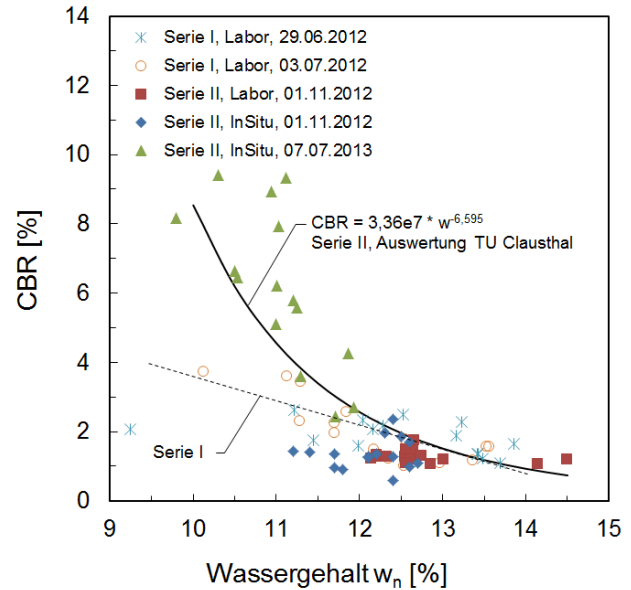


Abb. 4.20: CBR-Wert in Abhängigkeit des Wassergehaltes  $w_n$  der Serie Tostedt II

Die in Abb. 4.18 und Abb. 4.19 angegebenen Korrelationen zwischen Wassergehalt und undrainierter Scherfestigkeit bzw. Wassergehalt und CBR-Wert können grundsätzlich jeweils für die einzelnen Serien gekreuzkorreliert werden, dieser Ansatz liefert jedoch nur für den in Tostedt I relevanten engen Wertebereich von  $\text{CBR} \approx 1 \div 2$  % befriedigende Ergebnisse (Abb. 4.21). Als grobe Näherung kann für die Beziehung mit ähnlicher Genauigkeit  $c_u \approx 36 \cdot \text{CBR}$  angenommen werden, abgeleitet aus den Mittelwerten der verfügbaren Datensätze (zum Vergleich:  $c_u \approx 30 \cdot \text{CBR}$  (Giroud & Noiray, 1981);  $c_u \approx 7,8 \div 34 \cdot \text{CBR}$  (Jenkins, 1998)). Prinzipiell kann der Zusammenhang besser durch eine Potenzfunktion abgebildet werden, wie aus Abb. 4.21 an der relativ geringen Anzahl an Datensätzen mit direktem Orts- und Zeitbezug deutlich wird (zum Vergleich: Jenkins (1998):  $c_u = 27,15 \cdot \text{CBR}^{0,586}$ ). In der Gegenüberstellung zu Literaturwerten wird die große Varianz der Zusammenhänge erkennbar, die ebenfalls auf Einflüsse aus u.a. Lagerungsdichte, Wassergehalt und Kornverteilung zurückgeführt werden können. Auf die Nutzung von Kreuzkorrelationen wird daher nachfolgend verzichtet.

Auf der Oberfläche der eingebauten Schottertragschicht wurden vor Befahrung sowohl statische Plattendruckversuche nach DIN 18134 (2001) als auch CBR-Versuche ausgeführt. In Abb. 4.22 sind die ortsgleich ermittelten Einzelwerte der Versuche gegenübergestellt. Die relativ schwache Korrelation liefert um ca. den Faktor zwei niedrigere  $E_{v2}$ -Werte als nach der Korrelation nach Floss (1973), vgl. Anhang, Abb. 1, zu erwarten wäre. Hierbei ist zu beachten, dass die Werte nach der gegebenen Korrelation von Floss (1973) für einen verformungsarmen Untergrund ( $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ ) gelten, während die hier ausgeführten Plattendruckversuche über einem gering tragfähigen Untergrund ausgeführt wurden und damit infolge der gegenüber den CBR-Messungen größeren Einflusstiefe signifikant geringer ausfallen. Als weiterer Einfluss auf die Streuung der Messwerte ist der geringe Durchmesser des Laststempels der CBR-Messung im Vergleich zum Größtkorn des Schottergemisches zu nennen.

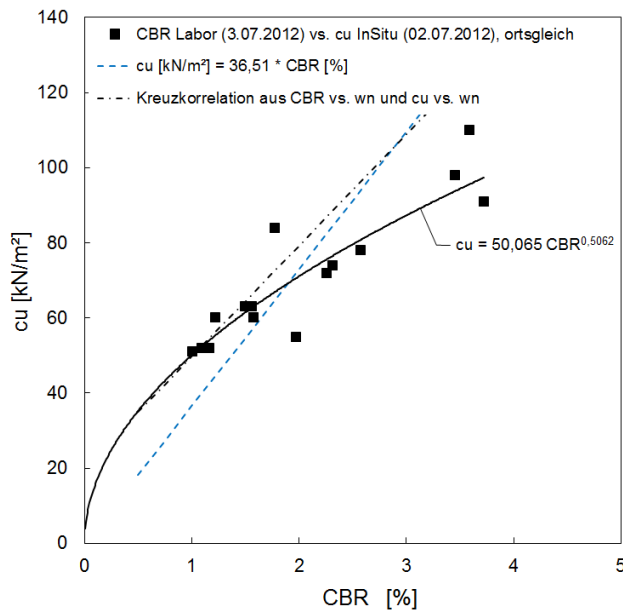


Abb. 4.21: Gegenüberstellung von undrainierter Scherfestigkeit und CBR-Wert für die Serie Tostedt I

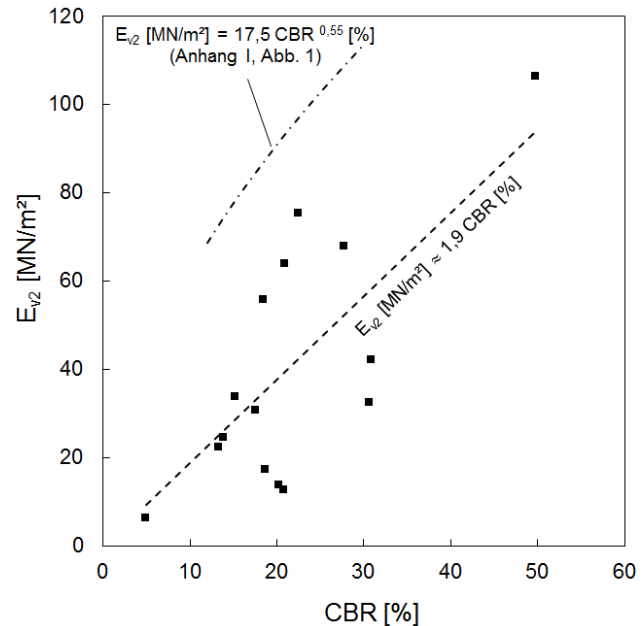


Abb. 4.22: Gegenüberstellung von ortsnah ermittelten statischen Plattendruckversuchen und CBR-Werten auf OK Schottertragschicht für die Serie Tostedt I, dazugehörige Näherungsfunktion für bewehrte Schottertragschichten auf weichem Untergrund und vergleichend die Funktion nach Floss (1973) für unbewehrte Schottertragschichten auf tragfähigem Untergrund

#### 4.3.3 Wassergehalt

Die Überprüfung des Wassergehaltes erfolgte während des Aufbereitens und des Einbaus des Geschiebelehms sowie unmittelbar vor Einbau der Geokunststoffe (02.07.2012). In Abb. 4.23 sind die Wassergehalte als Mittelwerte zwischen den Achsen  $y = 1,75$  m und  $y = 5,75$  (Probennahme über Bohrstock) über die Streckenstationierung für die getrennt untersuchten Horizonte aufgetragen. Die Beprobung erfolgte in den Testfeldern in Abständen von  $\Delta x = 2$  m. Ergänzend sind die an den oberflächennah punktuell entnommenen ungestörten Proben ermittelten Wassergehalte (03.07.2012) eingetragen. Eine Abhängigkeit des Wassergehaltes über die Tiefe ist nicht zu erkennen, allerdings eine signifikante Schwankung des Wassergehaltes über die Streckenachse. Die an den ungestörten Bodenproben ermittelten Wassergehalte (0,00 m – 0,15 m) fügen sich gut in den Streckenverlauf ein, die Mittelung der Wassergehalte über die Tiefe und Streckenbreite kann als zulässig angenommen werden.

In Abb. 4.24 sind vergleichbar zu Abb. 4.23 die Wassergehalte für Tostedt II aufgetragen (Emersleben et al., 2015a), die entsprechend der Einbaulagen des in der Serie Tostedt II lagenweise gefrästen Geschiebelehms ermittelt wurden. Für die Serie Tostedt II ist ein deutlich tiefenabhängiger Bezug zu erkennen, der bei der Bewertung der Testfelder berücksichtigt wurde.

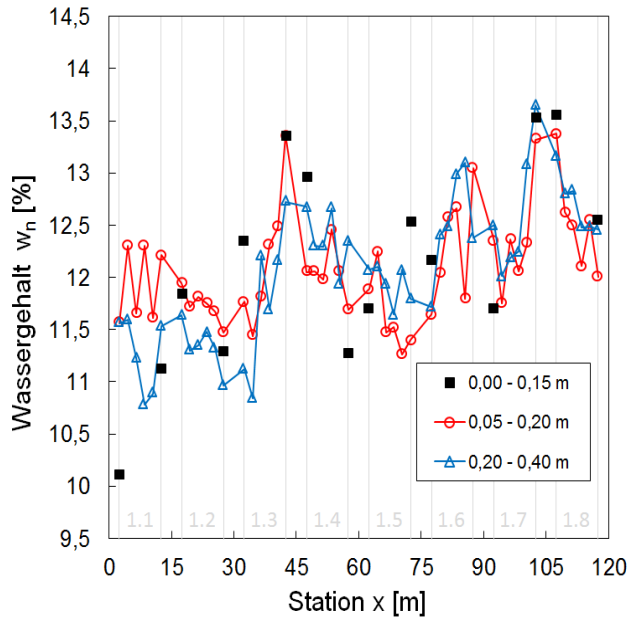


Abb. 4.23: Wassergehalt des Geschiebelehms vor Verlegung der Geokunststoffe, Tostedt I

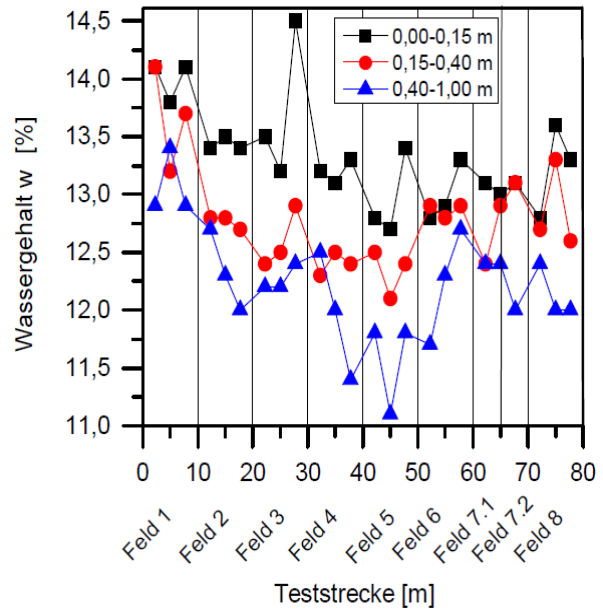


Abb. 4.24: Wassergehalt des Geschiebelehms vor Verlegung der Geokunststoffe, Tostedt II (Emersleben et al., 2015a)

#### 4.3.4 Undrainierte Scherfestigkeit

Für die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  der Serie Tostedt I wird ebenso wie für die Wassergehalte keine ausgeprägte Tiefenabhängigkeit festgestellt (Abb. 4.25 und Abb. 4.26). Ausgenommen davon ist die undrainierte Scherfestigkeit unmittelbar an der Oberfläche des Geschiebelehms, die eine geringere Scherfestigkeit aufweist als die darunterliegenden Schichten (Abb. 4.25). Auffällig ist die Veränderung der tiefenabhängig gebildeten Mittelwerte der undrainierten Kohäsion über den zeitlichen Verlauf. Innerhalb einer Woche nach Abschluss der Erdarbeiten (Einbau des Geschiebelehms und der Schottertragschicht, unmittelbar vor Beginn der Überfahrten,  $N_{10} = 0$ ) steigt die mittlere undrainierte Scherfestigkeit in allen Tiefenhorizonten erkennbar an. Als Hintergrund kann der Einbau der Geokunststoffe und der Schottertragschichten sowie die dadurch bedingte Nachverdichtung und Teilkonsolidierung des Geschiebelehms angenommen werden.

Mit Beginn der Überfahrten ( $N_{10} = 24$  und  $N_{10} = 120$ ) wurde der  $c_u$ -Wert über die eingebauten  $c_u$ -Schächte jeweils unmittelbar nach Einstellung der Befahrung überprüft, indem der Sand aus den Schächten entfernt wurde und damit die Oberfläche des Geschiebelehms wieder frei zugänglich war. Die zu diesen Zeitpunkten gemessenen mittleren undrainierten Scherfestigkeiten entsprechen in etwa denen nach Einbau des Geschiebelehms vor Verlegung der Geokunststoffe. Nach Abschluss der Befahrung und Rückbau der Schottertragschichten wurde die Gesamtstrecke nach einigen Tagen Ruhezeit nochmals großflächig beprobt, die mittleren Werte der undrainierten Scherfestigkeit liegen zu diesem Zeitpunkt nochmals oberhalb derer vor Beginn der Überfahrten.

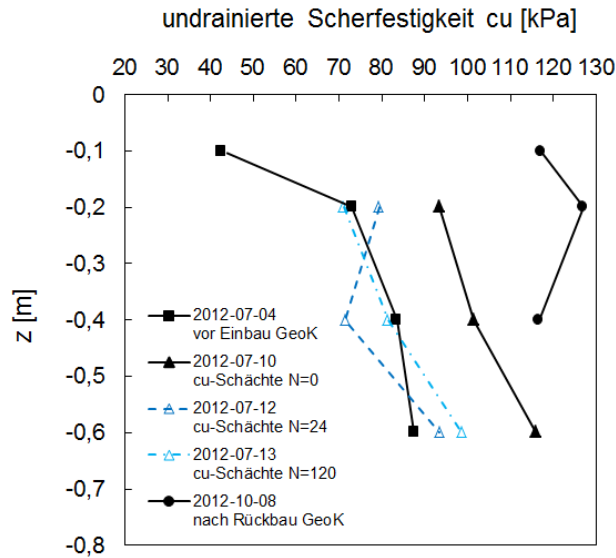


Abb. 4.25: Undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  über die Tiefe  $z$  vor, während und nach der Befahrung, Tostedt I

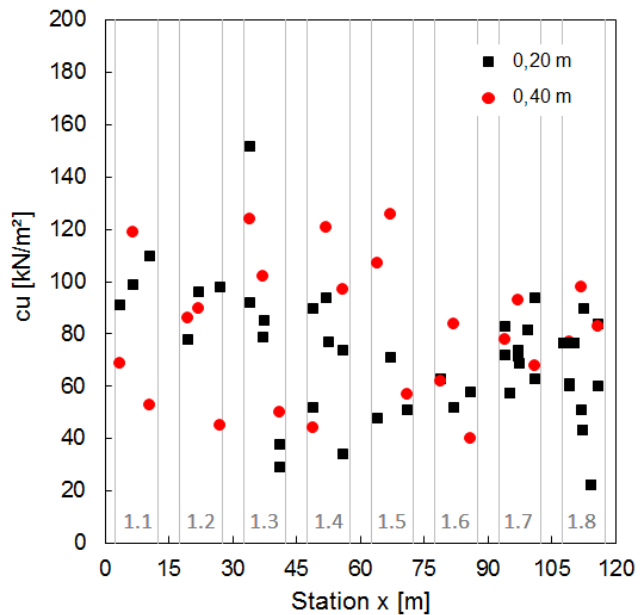


Abb. 4.26: Undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  für die Tiefen  $z = 0,2$  m und  $z = 0,4$  m vor Beginn der Überfahrten, Tostedt I

Für die Serie Tostedt II wird analog zu den tiefenabhängigen Wassergehalten und der direkten Korrelation der undrainierten Scherfestigkeit zum Wassergehalt eine mit der Tiefe zunehmende undrainierte Scherfestigkeit festgestellt (Emersleben et al., 2015a).

#### 4.3.5 CBR-Werte

Der California Bearing Ratio (CBR) nach ASTM D 4429-04, angegeben in [%] zu einem normierten Vergleichsboden, wird durch Eindrücken eines Laststempels in den Baugrund bei gleichzeitiger Messung der Eindrückkraft ermittelt. Begingt durch den sehr kleinen Lastbereich (Stempeldurchmesser 50,8 mm) ergeben sich im Vergleich zu z. B. Plattendruckversuchen mit 300 mm Plattendurchmesser bei geringen Tragfähigkeiten relativ große plastische Verformungen.

Für Tostedt I wurden vor dem Einbau der Geokunststoffe jeweils am Anfang und Ende jeden Testfelds CBR-Werte in situ ermittelt und zeitgleich ungestörte Bodenproben für Vergleichsversuche im Labor entnommen. Bedingt durch die Stückigkeit des Geschiebelehms und Schwankungen der lokalen Wassergehalte ergibt sich eine entsprechende Streuung der Messwerte (Abb. 4.27). Eingetragen ist ebenfalls der Median der Messwerte je Feld. Der Mittelwert aller CBR-Werte ergibt sich zu  $\text{CBR} = 2,06 \%$  bei einer rechnerischen Standardabweichung von 0,98, wobei die Verteilung der Einzelwerte keiner Normalverteilung folgt.



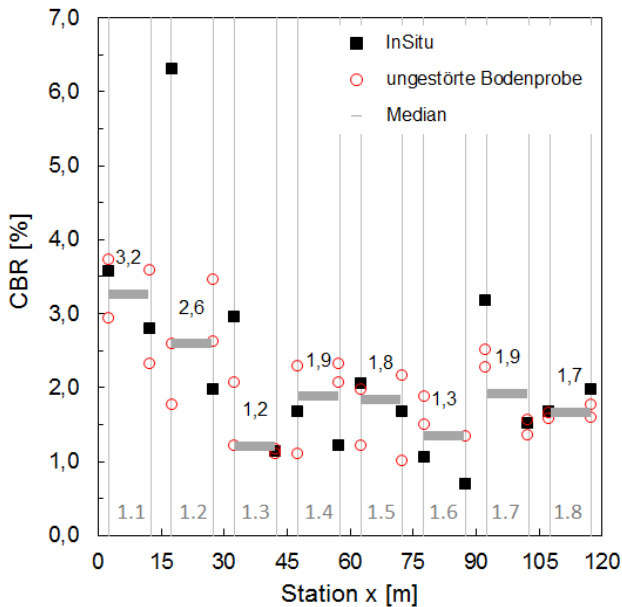


Abb. 4.27: CBR-Werte aus Feld- und Laborversuchen, Tostedt I

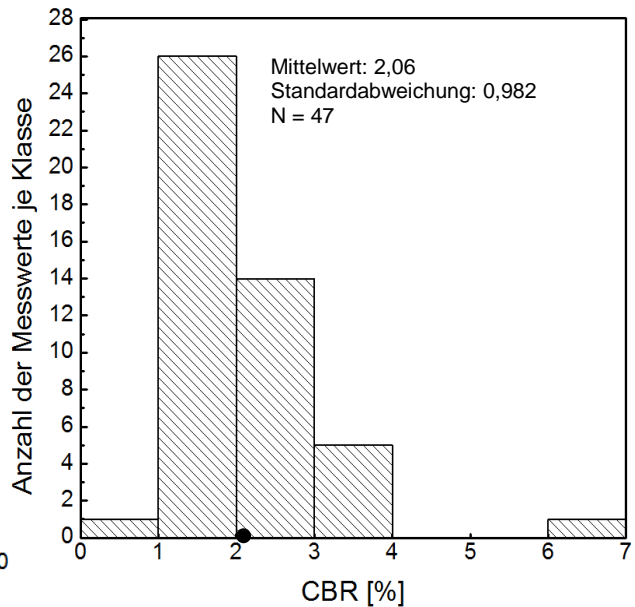


Abb. 4.28: Statistische Verteilung der direkten CBR-Messwerte, Tostedt I



Abb. 4.29: Oberfläche des Geschiebelehms vor dem Fräsen (Bildvordergrund) und durch Fräsen homogenisierter Geschiebelehm vor Verdichtung (Bildmitte), Tostedt II

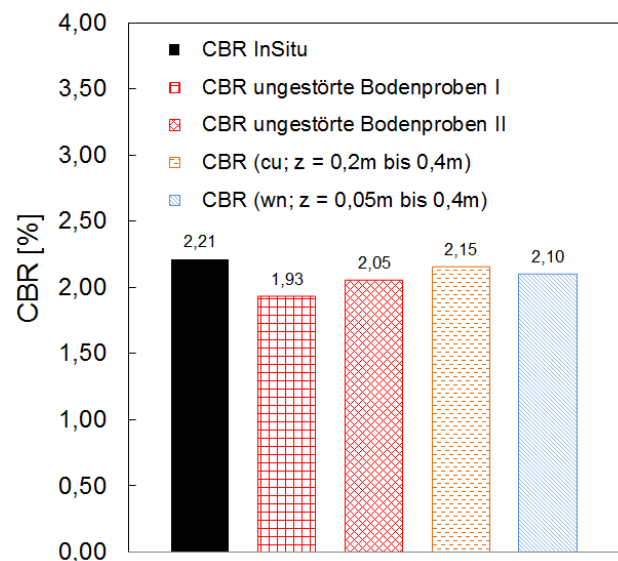


Abb. 4.30: Mittelwerte der CBR-Werte bzw. korrelierten CBR-Werte über die Teststreckenlänge für unterschiedliche Messverfahren, Tostedt I

Für Tostedt II wurde der Mittelwert zu  $\text{CBR} = 1,33 \%$  bei einer Standardabweichung von 0,38 ermittelt (Emersleben et al., 2015a) und liegt damit deutlich unter dem Mittelwert der Serie Tostedt I bei erkennbar gleichmäßigerer Verteilung der Einzelwerte. Der für die Serie Tostedt II betriebene



Aufwand für das lagenweise Fräsen des Geschiebelehms (Abb. 4.29) macht sich durch entsprechend geringere Schwankungen der Messwerte bemerkbar.

Über die in Kap. 4.3.2 entwickelten Korrelationen kann sowohl der Wassergehalt als auch der  $c_u$ -Wert in die Bewertung der Tragfähigkeit des Untergrundes einfließen. Da die Werte nicht unmittelbar an der Oberfläche des Geschiebelehms ermittelt wurden, ist ggf. die Tiefenlage gewichtet zu berücksichtigen, da die tiefer liegenden Schichten nur anteilig an der Lastabtragung beteiligt werden (Cuelho & Perkins, 2009; Cuelho et al., 2014; Emersleben et al., 2015a). Nach Anhang, Abb. 8, werden 50 % der Spannung unter einer kreisrunden Last ( $r = 0,15$  m) bei einem ideal-elastischen Untergrund bis in 0,2 m Tiefe abgebaut. Bis in eine Tiefe von 0,6 m unter der Lasteinleitungsebene wird die maximale Flächenpressung um mehr als 90 % reduziert (Einflusswerte:  $i(-0,4 \text{ m GOK}) = 0,18$ ;  $i(-0,6 \text{ m GOK}) = 0,085$ ). Damit werden vorwiegend die oberen 0,4 m des Geschiebelehms in relevanter Größenordnung an der Lastabtragung von Verkehrslasten beteiligt. Auf die Einbeziehung und detaillierte Darstellung der Messwerte unterhalb dieser Ebene wird hier daher verzichtet. Da der Wassergehalt der Versuchsfelder Tostedt I entgegen den Werten Tostedt II keine ausgeprägte Tiefenabhängigkeit aufweist (Abb. 4.23, Abb. 4.24) und auch die undrainierte Scherfestigkeit über die Tiefe weitgehend konstant bleibt (Abb. 4.25, Abb. 4.26), kann auf eine tiefenabhängige Wichtung verzichtet werden.

Für alle Messreihen sind in Abb. 4.30 die Mittelwerte über jeweils alle Einzelwerte der Gesamtstrecke zusammengestellt. Der mittlere CBR-Wert der Serie Tostedt I liegt mit 2,09 % oberhalb des Zielwertes von 1,7 %. In Abb. 4.31 ist der korrelierte CBR-Wert als Funktion des Wassergehaltes und der korrelierte CBR-Wert als Funktion der undrainierten Scherfestigkeit ergänzend zu direkten Messwerten über die Streckenachse aufgetragen. Die Verläufe der CBR-Werte aus den unabhängig ermittelten Messwerten Wassergehalt und undrainierte Scherfestigkeit zeigen untereinander als auch im Vergleich zu den direkten Messwerten sowohl qualitativ als auch quantitativ eine sehr gute Übereinstimmung.

Bei Betrachtung z. B. des Feldes 1.3 in Abb. 4.27 wird deutlich, dass sich entlang eines Testfeldes erhebliche Differenzen in den CBR-Werten ergeben, die bei der Bewertung der Testfelderergebnisse zu berücksichtigen sind. Die in Abb. 4.31 eingetragenen korrelierten CBR-Wert-Verläufe liefern eine kleinräumige Ergänzung der punktuellen direkten CBR-Messungen. In Abb. 4.31 ist ergänzend der Verlauf eines FFT-basierten Daten-Fittings über alle Einzelwerte aus direkten Messungen, Messungen an ungestörten Bodenproben und korrelierten Einzelwerten aufgetragen, wobei die niedrigen In-situ-CBR-Werte verstärkt gewichtet wurden. Ergänzend werden in Abb. 4.31 unter Ausschluss der Übergangsbereiche die Mittelwerte des CBR-Wertes je Testfeld angegeben.

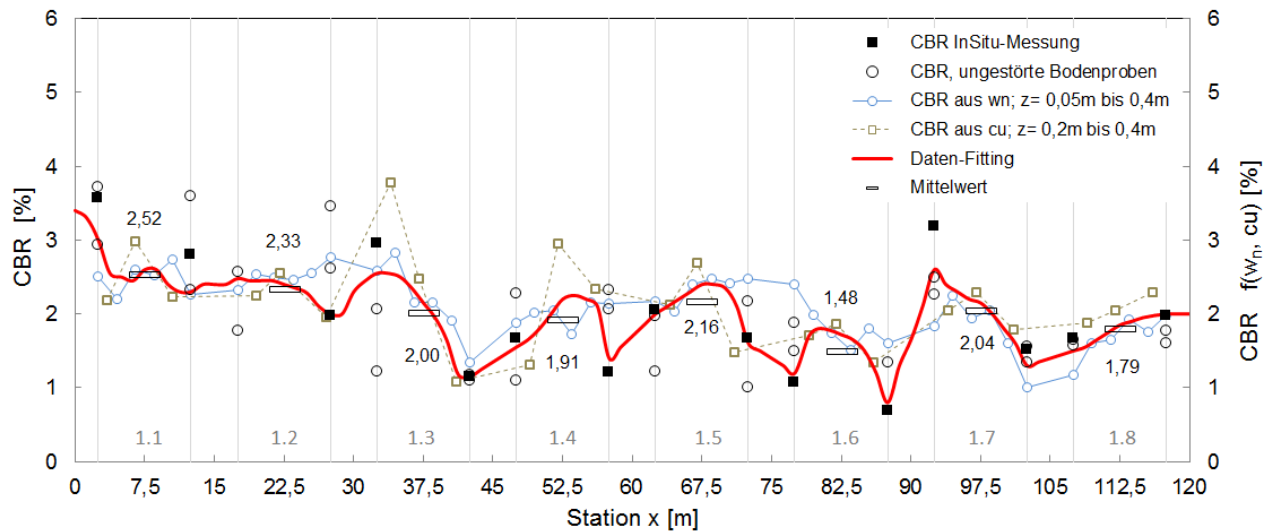


Abb. 4.31: Verlauf der korrelierten CBR-Werte über die Teststreckenlänge im Vergleich zu den direkten Messwerten, Tostedt I

Die direkten CBR-Werte und die ungestörten Bodenproben zur Bestimmung der Labor-CBR-Werte wurden in der mittleren Längsachse ( $y = 3,75 \text{ m}$ ) entnommen. Die Wassergehaltsbestimmung  $w_n$  und die Bestimmung der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  erfolgte als Mittelwert zwischen den Achsen  $y = 1,75 \text{ m}$  und  $5,75 \text{ m}$ . Eine weitergehende Differenzierung über die Breite des Testfeldes ist demnach nicht möglich.

#### 4.3.6 Verdichtungsgrad der Schottertragschicht

Die Verdichtung der Schottertragschicht erfolgte nach jeder Einbaulage ( $\Delta h_0 = 0,2 \text{ m}$ ) mittels einer 7-t-Glattemantelwalze Dynapac CA 15D mit Vibration in einem durchgehenden, vorab festgelegten Verdichtungszyklus, d.h. an allen Stellen eines Aufbaus mit gleicher Schichtdicke wurde näherungsweise die jeweils identische Verdichtungsenergie eingetragen. Die Befahrung mit der Glattemantelwalze erfolgte dabei ausgehend von der Fahrbahnmitte zu den Rändern (Abb. 4.32). Die Befahrung durch das Verdichtungsgerät wurde mittels GPS-Tracker überwacht, insgesamt wurden 29 Walzübergänge über die Gesamtlänge bei  $h_0 = 0,4 \text{ m}$  gefahren. Bei einer Breite der Walzenbandage von  $1,7 \text{ m}$  und einer mittleren Breite der Einbauebenen ( $z = 0,2$  und  $z = 0,4$ ) von  $5,7 \text{ m}$  ergeben sich  $4,3$  Walzübergänge à  $7 \text{ t}$  je Einbauebene.

Der erreichte Verdichtungsgrad der Schottertragschicht liegt im Mittel bei  $D_{Pr} = 98,2 \%$  bei einem unterhalb des optimalen Wassergehaltes von  $w_{opt} = 4 \%$  liegenden mittleren Wassergehalt von  $w_n = 2,4 \%$  (Tabelle 4.2). In Abb. 4.33 sind die Einzelwerte über die Testfeldlänge aufgetragen. Der erreichte Verdichtungsgrad korrespondiert dabei eindeutig mit dem Wassergehalt. Die in Abb. 4.31 dargestellte Varianz der Untergrundtragfähigkeit findet sich bei den Verdichtungsgraden nicht wieder.

Zum Versuchsende ( $N_{10} = 840$ ) steigt der Verdichtungsgrad sowohl in der Fahrbahnachse ( $y = 3,75$  m) als auch in der Fahrspur ( $y = 4,75$ ) in den vier untersuchten Feldern 1.1, 1.2, 1.4 und 1.5 an. In der Fahrspur wird, zu diesem Zeitpunkt unabhängig vom Wassergehalt, der jeweils höchste Verdichtungsgrad erreicht, hier findet offensichtlich eine intensive Nachverdichtung statt. Der Wassergehalt liegt zu diesem Zeitpunkt (mit einer Ausnahme in der Fahrspur) relativ einheitlich bei rd. 3 %.



Abb. 4.32: Verdichtung der Schottertragschicht mit dynamischer Glattmantelwalze von „innen nach außen“, Tostedt I

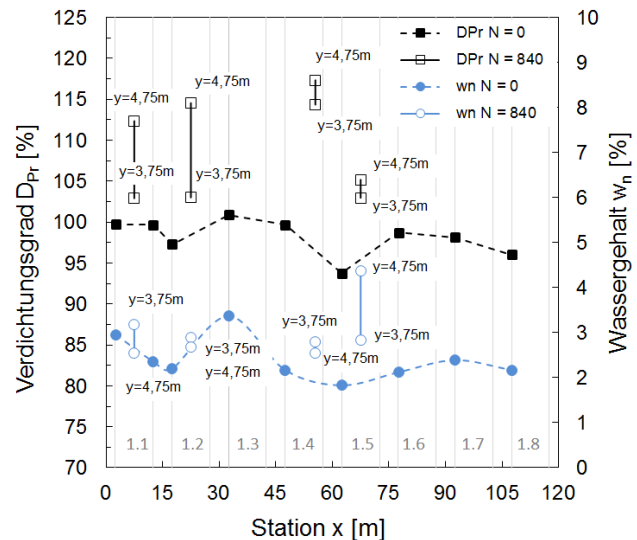


Abb. 4.33: Verdichtungsgrad  $D_{Pr}$  und zugehöriger Wassergehalt der Schottertragschicht vor und nach Befahrung, Tostedt I

## 4.4 Ergebnisse der Überfahrversuche

### 4.4.1 Verformungsmodul auf OK Schottertragschicht

Auf der Oberfläche der Schottertragschicht wurden nach Einbau und zu verschiedenen Zeitpunkten der Befahrung Plattendruckversuche nach DIN 18134 mit einem Plattendurchmesser von 300 mm ausgeführt. Abb. 4.34 zeigt die Ergebnisse der Plattendruckversuche auf OK Schottertragschicht über die Streckenlängsachse ( $y = 3,75$ ) vor Beginn der Befahrung. Die Versuche zeigen mit Ausnahme der Felder 1.1 ( $h_0 = 0,63$  m) und Feld 1.2 eine geringe Größenordnung ( $E_{v2} \leq 45$  MN/m<sup>2</sup>). Demgegenüber wurde in allen Feldern ein anforderungsgerechter Verdichtungsgrad der Schottertragschicht ( $E_{v2}/E_{v1} \leq 2,5$ ) erreicht, lediglich ein Einzelwert liegt geringfügig darüber. Bedingt durch die planmäßig geringe Tragfähigkeit einiger Felder wurde die Spannung zunächst auf  $\sigma_{\max} = 0,35$  MN/m<sup>2</sup> begrenzt. Zum Versuchsende wurden die Versuche mit der normgerechten Prüfspannung  $\sigma_{\max} = 0,5$  MN/m<sup>2</sup> beaufschlagt.

Die Reaktion des Feldes 1.2 ( $E_{v2} > 60$  MN/m<sup>2</sup>) auf die Belastung mit dem Plattendruckversuch an der Station  $x = 17,5$  m bei  $N_{10t} = 0$ , 312 und 840 ist exemplarisch für gut tragfähige Testfelder in Abb. 4.35 wiedergegeben. Deutlich zu erkennen ist die mit der Anzahl der Überfahrten

abnehmende Verformung bzw. der Anstieg des Verformungsmoduls. Am qualitativen Verlauf mit zunehmender Versteifung bei Steigerung der Last ist zu erkennen, dass mit zunehmender Anzahl der Überfahrten offensichtlich eine oberflächennahe Auflockerung stattfindet.

Tendenziell findet sich diese Auflockerung, exemplarisch am Beispiel des Testfelds 1.5 dargestellt, auch in den Testfeldern mit sehr geringer Tragfähigkeit ( $E_{v2} < 45 \text{ MN/m}^2$ ) wieder (Abb. 4.36). Der qualitative Verlauf weist auf eine Tragschicht auf weichem Untergrund hin. Eine signifikante Versteifung oder Verbesserung der Tragfähigkeit über die Anzahl der Lastzyklen ist hier nicht zu beobachten.

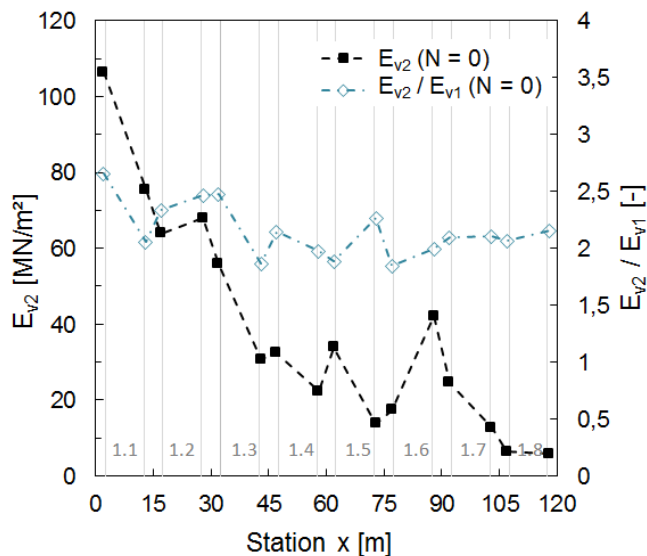


Abb. 4.34: Verformungsmodul und Verdichtungsverhältnis auf OK Schottertragschicht vor Befahrung ( $N = 0$ )

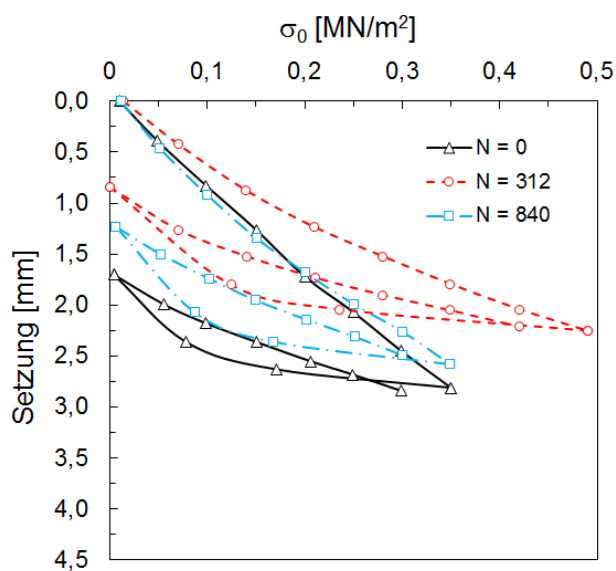


Abb. 4.35: Typischer Verlauf eines Plattendruckversuchs eines ausreichend tragfähigen Versuchsfeldes (Feld 1.2,  $x = 17,5 \text{ m}$ ) zu unterschiedlichen Versuchszeitpunkten

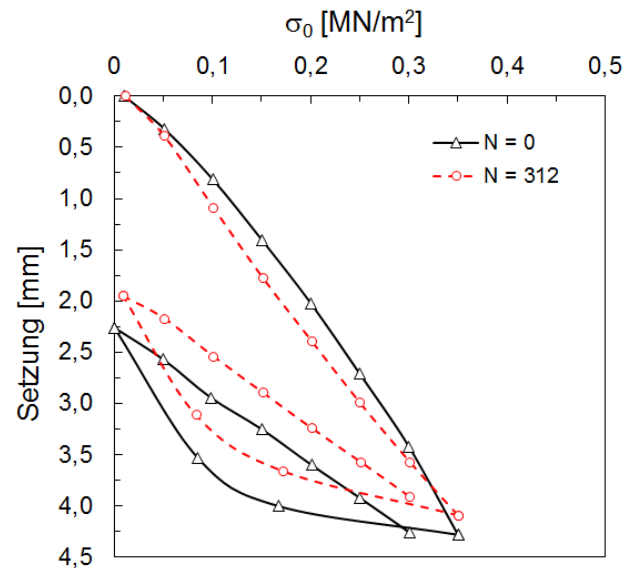


Abb. 4.36: Typischer Verlauf eines Plattendruckversuchs eines gering tragfähigen Versuchsfeldes (Feld 1.5,  $x = 62 \text{ m}$ ) zu unterschiedlichen Versuchszeitpunkten

In der Gegenüberstellung der Entwicklung der Tragfähigkeiten über die Anzahl der Überfahrten zeigt sich eine deutliche Abgrenzung der einzelnen Testfelder. Bedingt durch die unterschiedliche Untergrundtragfähigkeit und unterschiedliche Aufbaustärken wurde für das Testfeld 1.1 eine mittlere Ausgangstragfähigkeit von  $E_{v2} \approx 90 \text{ MN/m}^2$  erzielt, für das Testfeld 1.2 von  $E_{v2} \approx 65 \text{ MN/m}^2$ . Die Testfelder 1.3 bis 1.8 weisen im jeweiligen Mittel Ausgangstragfähigkeiten von  $E_{v2} < 45 \text{ MN/m}^2$  auf, wobei alle Einzelwerte unter  $E_{v2} < 60 \text{ MN/m}^2$  lagen. Die Testfelder 1.1. und 1.2 konnten bis zum Ende der Befahrung bei  $N_{10} = 840$  normgerecht über die Lastplatte geprüft werden.

Abb. 4.37 zeigt den Anstieg der jeweiligen Einzelwerte über die Anzahl der Überfahrten und den Trend als logarithmische Ausgleichsfunktion. Im Feld 1.2 wurde zu Beginn der Befahrung zunächst eine leichte Abnahme der Tragfähigkeit und nach den Überfahrten bereits an einer Stelle eine zu große Setzung ermittelt, d.h. das Feld 1.2 bildet den Grenzbereich ab. Alle Felder mit kleineren Ausgangstragfähigkeiten konnten nach dem Abschluss der Befahrung nicht normgerecht geprüft werden, die Versuche wurden bei Überschreiten der Setzung von 5 mm abgebrochen. Hierbei ist zu beachten, dass eine Tragfähigkeit  $< 45 \text{ MN/m}^2$  im Allgemeinen nicht zur ständigen direkten Befahrung geeignet ist und ein derartiger Aufbau infolge von Walkarbeit eher aufgelockert wird, wie auch von Retzlaff (2000) beobachtet wurde. In Abb. 4.38 ist analog zu Abb. 4.37 der Trend als logarithmische Ausgleichsfunktion für alle Testfelder mit Ausgangstragfähigkeiten  $E_{v2} < 60 \text{ MN/m}^2$  dargestellt.

Eine Ausgangstragfähigkeit  $E_{v2} \geq 60 \text{ MN/m}^2$  als Einzelwert kann damit als Mindestwert für eine direkte Befahrung von bewehrten Tragschichten auf weichem Untergrund mit bis zu tausend

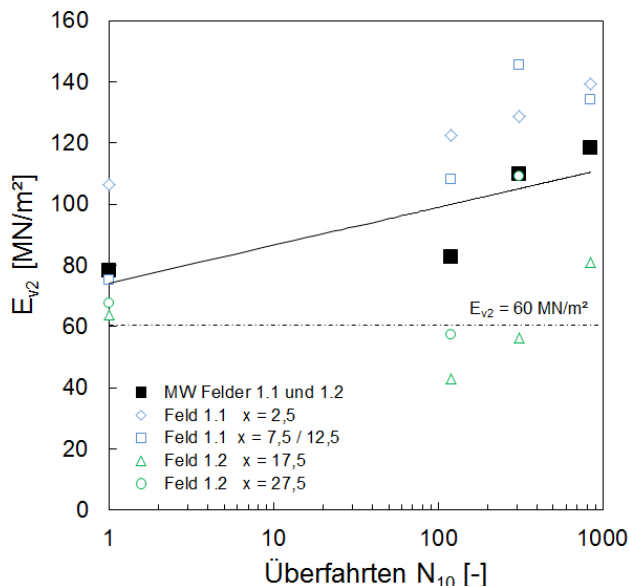


Abb. 4.37: Entwicklung des Verformungsmoduls von Testfeldern mit Ausgangswerten  $E_{v2} \geq 60 \text{ MN/m}^2$  (Felder 1.1 und 1.2) über die Anzahl der Überfahrten  $N_{10}$

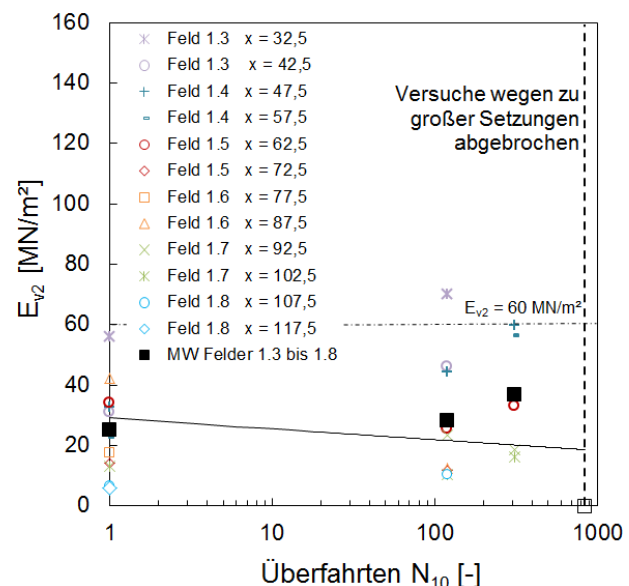


Abb. 4.38: Entwicklung des Verformungsmoduls von Testfeldern mit Ausgangswerten  $E_{v2} < 60 \text{ MN/m}^2$  (Felder 1.3 bis 1.8) über die Anzahl der Überfahrten  $N_{10}$

10-t-Standardachsen angenommen werden. Im Mittel sollte die Ausgangstragfähigkeit entsprechend Abb. 4.37  $E_{v2} \geq 80 \text{ MN/m}^2$  betragen. Der mögliche Zuwachs der Tragfähigkeit ist dabei begrenzt und erreicht in dieser Untersuchung im Feld 1.1 ( $E_{v2, N=0} = 90 \text{ MN/m}^2$ ) bei entsprechender Extrapolation einer logarithmischen Approximation aller Daten des Testfeldes 1.1 einen Maximalwert von  $E_{v2, N \geq 5000} \approx 150 \text{ MN/m}^2$  (Abb. 4.39). Der Aufbau des Testfeldes 1.1 kann damit weitgehend als auf die Eigentragfähigkeit des Schotters hin optimiert angesehen werden.

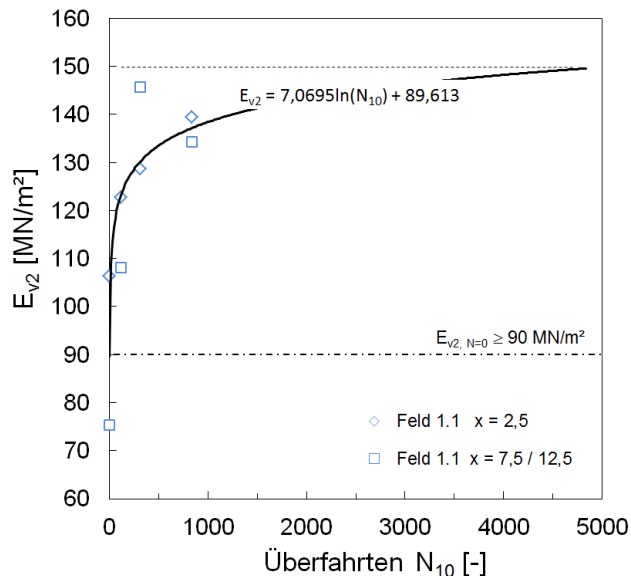


Abb. 4.39: Extrapolation des Verformungsmoduls bei einer Ausgangstragfähigkeit von  $E_{v2, N=0} \geq 90 \text{ MN/m}^2$  für das Feld 1.1

#### 4.4.2 Erreichte Lastübergänge und Spurrillenbildung

Die Befahrung (Abb. 4.40) erfolgte sequenziell in den Stufen  $N_{10}$  bis 2,4 / 24 / 120 / 240 / 312 / 840. Zwischen den Sequenzen wurden jeweils die vorgesehene Bestimmung von Kennwerten zur Scherfestigkeit des Untergrundes ( $c_u$ -Schächte), z.T. Densitometermessungen sowie der Oberflächenscan ausgeführt.

Für die Geschwindigkeit der Befahrung wurden zunächst keine Vorgaben gemacht. Die von den Fahrern gewählte Fahrgeschwindigkeit und über einen GPS-Tracker ermittelte Fahrgeschwindigkeit lag bei 10÷15 km/h, im Mittel bei 10 km/h über die Teststreckenlänge (Abb. 4.42). In der Umfahrung (Abb. 4.1) lag die mittlere Geschwindigkeit anfänglich geringfügig höher. Im Laufe der Überfahrversuche glich sich die gewählte Geschwindigkeit in der Umfahrung etwa der Geschwindigkeit im Testfeld an, da auch die Qualität der Umfahrung durch die kontinuierliche Befahrung abnahm und nachgebessert werden musste. Vorgaben einer höheren Befahrungsgeschwindigkeit bis 20 km/h wurden kurzfristig umgesetzt, die Fahrgeschwindigkeit passte sich allerdings innerhalb von rd. zwei Umfahrungszyklen wieder der mittleren Geschwindigkeit an, sodass diese als „Komfortzone“ der Fahrer angesehen werden kann.

In den Testfeldern 1.3 und 1.6 waren bereits nach rd. 10 Überfahrten Schwachstellen zu erkennen, die sich durch die fortlaufende spurhaltende Befahrung verstärkten. Ebenso hielt der



Übergangsbereich von Feld 1.7 zu 1.8 und das gesamte Feld 1.8 den Beanspruchungen erwartungsgemäß nicht stand und wies über die Gesamtlänge ausgeprägte Spurrillen auf (Abb. 4.41). Die Ausbildung von starken Spurrillen und der dabei beobachtete erhöhte Fahrwiderstand (Abb. 4.44) schlagen sich unmittelbar in der Fahrgeschwindigkeit im Feld 1.8 nieder (Abb. 4.43), die bei nur rd. 50 % der auf den übrigen Testfeldern erzielten Fahrgeschwindigkeit liegt.

Ebenso war im Bereich der Schwachstellen ein ausgeprägter Einfluss auf den Fahrkomfort und die Fahrleistung zu beobachten. Da die an die Schwachstellen angrenzenden Bereiche eine gute Tragfähigkeit aufwiesen, wurde ein starkes Eintauchen und Ausfedern des LKW und damit eine im Vorfeld durch den LKW-Fahrer veranlasste Bremsverzögerung beobachtet, ebenso Schlingern um die Vertikalachse des LKW und Rollen um die Längsachse (Abb. 4.45). Die mittlere Befahrungsgeschwindigkeit der Testfelder ist daher stark von der beschriebenen lokalen Ausprägung von Schlaglöchern / Schwachstellen geprägt (Abb. 4.43). Im Feld 1.1 ist die erreichte Fahrgeschwindigkeit noch durch die verminderte Geschwindigkeit bei Anfahren der Testfelder (geringer Kurvenradius, starke Längsneigung) geprägt. Das Feld 1.1 wird daher von den Fahrern als Beschleunigungsstrecke genutzt.



Abb. 4.40: Befahrung der Testfelder (Bildvordergrund Feld 1.5 und 1.6,  $N_{10} = 24$ )



Abb. 4.41: Übersicht in Streckenlängsachse, Spurrillenentwicklung, lokale Schwachstellen und zerfahrenes Feld 1.8 bei  $N_{10} = 120$

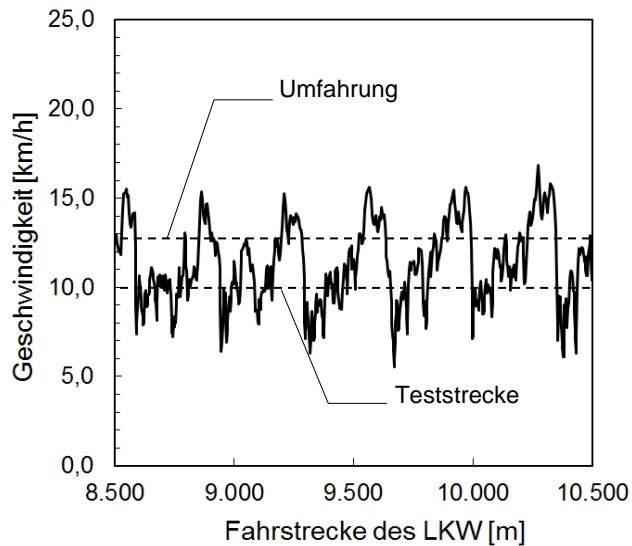


Abb. 4.42: Mittlere Fahrgeschwindigkeit des LKW

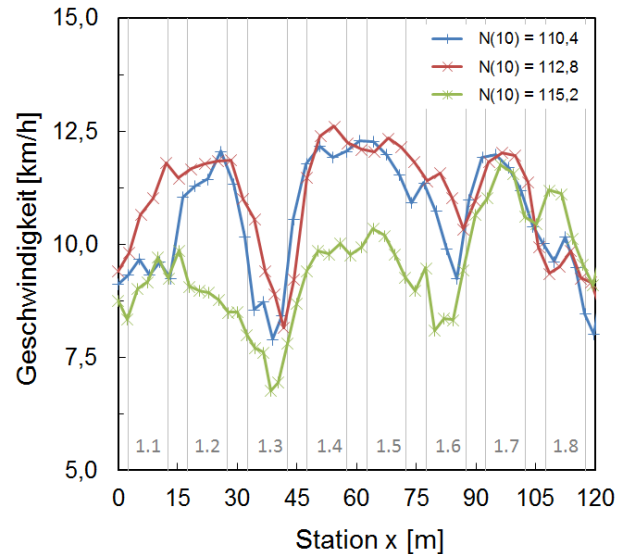


Abb. 4.43: Geschwindigkeitsverlauf über die Teststrecke bei rd.  $N_{10} \approx 115$



Abb. 4.44: Erhöhter Fahrwiderstand bzw. verminderte Fahrgeschwindigkeit durch vorzeitige Spurrillenbildung, Feld 1.8 ( $N_{10} = 96$ )



Abb. 4.45: Schlingerbewegung, Rollen um die Längsachse, Eintauchen und Ausfedern beim Durchfahren einer Schwachstelle im Feld 1.3 ( $N_{10} = 91$ ) (Bildmontage)

Den Fahrern wurde zunächst vorgegeben, exakt spurhaltend den aufgebrachten Fahrspurmarkierungen zu folgen. Tatsächlich war zu beobachten, dass infolge der Bildung von Schwachstellen in der rechten Spur im Feld 1.3 und später im Feld 1.6 ein ausgeprägter Versatz von der Spurmarkierung weg, hin zur Schwachstelle und eine im weiteren Streckenverlauf folgende Korrekturbewegung in die Gegenrichtung zurück zur Spurmarkierung erfolgte (Abb. 4.46).



Im Feld 1.3 führte diese durch eine ausgeprägte Rollbewegung um die Längsachse und Ausfederbewegung begleitete Lenkbewegung zu einer lokal verstärkten Spurrillenbildung in der linken Spur.

Da ein Nachschottern nicht vorgesehen war, wurde den Fahrern im weiteren Verlauf freigestellt, Spurrillen ggf. „zuzufahren“. Allerdings war die Möglichkeit zu Ausweichbewegungen durch die begrenzte Fahrbahnbreite und im Randbereich eingesetzte robuste Metallpfosten als Streckenmarkierungen stark eingeschränkt. Die gefahrene Spur ( $b \approx 1,3$ ) entspricht etwa der doppelten Breite der doppelbereiften Hinterachse (0,67 m). Mit zunehmender Ausbildung von Spurrillen reduziert sich die Fahrspur auf rd.  $b \approx 0,9$  m. Die Variationsmöglichkeit für den Fahrer wird offensichtlich eingeschränkt, da das Fahrzeug trotz Allradantrieb in die Fahrspur rutscht.

Zur Verdeutlichung der großen Bandbreite der über die unterschiedlichen Testfelder beobachteten Performance aus der summarischen Gesamtbewertung einzelner Felder ohne weitergehende Differenzierung der Einzelkennwerte zeigt Abb. 4.47 die weitgehend ebene und hoch verdichtete Oberfläche des Feldes 1.1 nach Abschluss der Befahrung ( $N_{10} = 840$ ). Als gegenteilige Beobachtung zeigt Abb. 4.48 das stark verformte und teilweise aufgelockerte Feld 1.8 nach nur 120 Lastübergängen. Wie zu erwarten, setzen sich die Spurrillen aus Verformungen des Untergrundes und der Schottertragschicht selbst zusammen, da im Randbereich der Spur Auflockerungen, Materialaufhäufungen und damit Massenbewegungen stattfinden. Die unterschiedlichen Materialstärken sind in Abb. 4.49 gut zu erkennen.

Neben den Biegeverformungen in Querrichtung der Fahrbahnachse wurden insbesondere in den Feldern 1.3 und 1.6 ausgeprägte Querrisse in der Tragschichtoberfläche beobachtet. Bei der Überfahrt des LKW wurden deutliche, mit dem Auge erkennbare Walkverformungen festgestellt. Das Fahrzeug insgesamt und jede Achse für sich bewegen sich in Setzungsmulden, deren Verformung ausgeprägt elastisch ausgebildet ist. Neben der Ausweichbewegung des Schotters zur Seite treten bei Annäherung des Fahrzeuges Zugrisse quer zur Längsachse auf, die sich nach der Überfahrt wieder schließen, an der Oberfläche aber als feine Rissstrukturen erkennbar bleiben. Die Zugrisse sind dabei sowohl in der Spur selbst als auch zwischen den Fahrspuren in ähnlicher Größenordnung erkennbar (Abb. 4.50). Identische Beobachtungen wurden beim Anlegen der Testfelder Neuenhüntorfer Moor gemacht (Vollmert & Wittemöller, 2000), bei denen sich das Fahrzeug bedingt durch den extrem elastischen Untergrund (voll gesättigter Torf) ebenfalls deutlich sichtbar in der eigenen Setzungsmulde bewegte. Von den Autoren wurde ebenfalls eine feine Rissstruktur quer zur Streckenachse auf der Oberfläche der Schottertragschicht festgestellt.

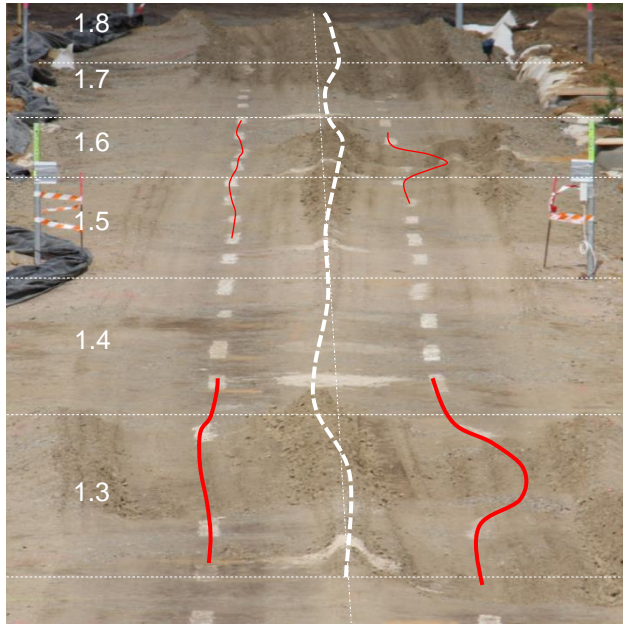


Abb. 4.46:  
Verquetschungen und  
mittlere Lenkachse des  
LKW über die  
Streckenlängsachse

Bedingt durch die großen Unterschiede der Gesamtperformance der einzelnen Testfelder war das Aufbringen sehr unterschiedlicher Lastübergangszahlen möglich. Tabelle 4.5 gibt einen Überblick über die einzelnen Testfelder. Die Befahrung der Testfelder 1.3, 1.6, 1.7 und 1.8 musste vorzeitig abgebrochen werden. Für die Felder 1.3 und 1.6 trat dieser Effekt unerwartet und zu einem frühen Zeitpunkt auf. Es wurde daher entschieden, zur Sicherstellung der weiteren Befahrung der Gesamtstrecke das Feld 1.3 umzubauen und zu verstärken und Feld 1.8 komplett neu aufzubauen. Die Aufbauten sind in Abb. 4.51 und Abb. 4.52 dargestellt. Für das Feld 1.6 wurde eine einfache Nachschotterung im Bereich der Unstetigkeit (Auffüllen der Spurrille) gewählt und getrennt aufgemessen.



Abb. 4.47: Oberfläche Feld 1.1 nach  
 $N_{10} = 840$



Abb. 4.48: Oberfläche Feld 1.7 im Übergang  
zu Feld 1.8 und Feld 1.8 nach  $N_{10} = 120$



Abb. 4.49: Biegeverformung und Massenumlagerung durch Spurrillenbildung in Querrichtung (Feld 1.8,  $N_{10} = 120$ ) während der Ertüchtigung



Abb. 4.50: Rissstrukturen an der Tragschichtoberfläche infolge Biegeverformung in Längsachse bei Überfahrt (Feld 1.3,  $N_{10} = 254$ )

Im Feld 1.3 wurden 0,2 m Schotter abgezogen, eine zweite Lage Secugrid 30/30 Q1 verlegt und 0,25 m Schotter neu aufgebracht (Abb. 4.53). Das Feld 1.8 wurde bis auf OK Geschiebelehm rückgebaut und analog zum Feld 1.3 zweilagig aufgebaut. Zu Vergleichszwecken wurde statt Polypropylen Polyester als Rohstoff gewählt. Im Feld 1.6 wurde demgegenüber nur die rechte Fahrspur nachgeschottert (Abb. 4.54). Die Felder 1.3b und 1.8 mussten im weiteren Verlauf wiederum in der rechten Spur bzw. über die Gesamtlänge und das Feld 1.6 nochmals in der rechten Spur nachgeschottert werden. Die in den Feldern 1.3b und 1.6 nachzuschotternden Bereiche entsprachen örtlich den vorherigen Schwachstellen. Das Feld 1.7 musste nach  $N_{10} = 312$  über mehr als die halbe Testfeldlänge nachgeschottert werden.

Ein vordefiniertes Kriterium, zu welchem Zeitpunkt die Befahrung abgebrochen und das Feld nachgearbeitet wird, bestand nicht, da das Aufmaß der Teststrecke zugunsten einer hohen Datenauflösung (3D-Flächenscan) nicht wie bei den Testfeldern Montana I und II (Aufmaß der Spurrille) mit kurzzeitig verfügbaren Vermessungsdaten erfolgte. Demzufolge war die Spurrillenausprägung der einzelnen Felder zum Zeitpunkt des Umbaus unterschiedlich; der Umbau erfolgte zu Zeitpunkten, in denen die Befahrung wegen zu großer Verformungen einzelner Testfelder unterbrochen werden musste.



Tabelle 4.5: Anzahl der erreichten Lastübergänge  $N_{10}$  je Testfeld

1.1	1.2	1.3	1.3 b	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.8b
		120				120 <sup>1)</sup> (1.6b)		120	
			192 <sup>1)</sup>			312 <sup>1)</sup>	312 <sup>2)</sup>		192 <sup>3)</sup>
840	840		720	840	840	840	840		720

<sup>1)</sup> Spurrillen rechte Fahrspur abgezogen, nachgeschottert

<sup>2)</sup> Spurrillen zweite Feldhälfte abgezogen, nachgeschottert

<sup>3)</sup> Spurrillen Gesamtfläche abgezogen, nachgeschottert

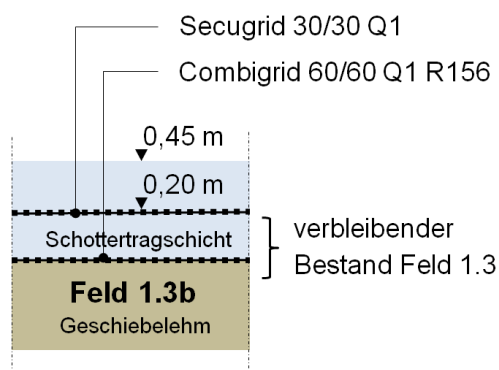


Abb. 4.51: Aufbau Feld 1.3b nach Rückbau des Feldes 1.3

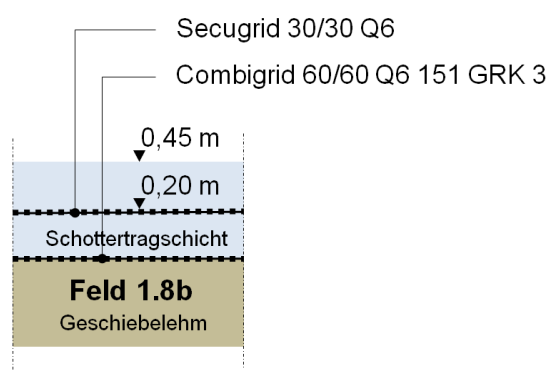


Abb. 4.52: Aufbau Feld 1.8b nach Rückbau des Feldes 1.8



Abb. 4.53: Einbau und Verdichtung einer zweiten Bewehrungslage und 0,25 m Schotter im Feld 1.3b durch Seiteneinbau



Abb. 4.54: Oberfläche Feld 1.8b nach Einbau im Übergang zum Feld 1.7 (Bildmitte) und Nachschotterung Feld 1.6 in der rechten Fahrspur (Bildhintergrund links)

3D-Photoscan Testfeld 1.8 @  $N_{10} = 0$ 3D-Photoscan Testfeld 1.8 @  $N_{10} = 680$ 

Abb. 4.55: 3D-Texturmodelle mit foto-realistischer Oberfläche am Beispiel des Feldes 1.8 bei zwei verschiedenen Überfahrtzahlen

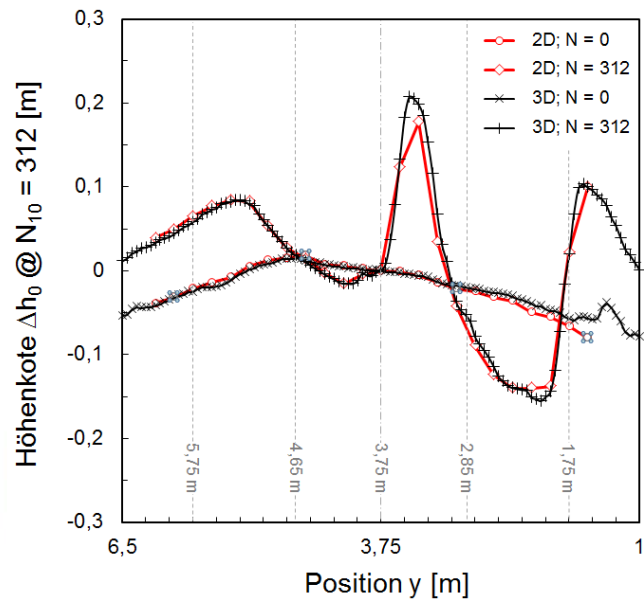


Abb. 4.56: Vergleich eines Querschnittes aus direktem Aufmaß mit 2D-Laserscan und generiert aus 3D-Oberflächenscan am Beispiel des unbewehrten Feldes 1.7 ( $x = 100,5$  m) vor und nach Befahrung

Abb. 4.56 zeigt eine Gegenüberstellung einer Querprofilaufnahme für den 2D- und 3D-Oberflächenscan. Neben der verbesserten Datendichte in Streckenlängsrichtung ergibt sich ebenfalls eine höhere Datendichte in Querrichtung, sodass der Einfluss von Einzelkörnern, der bei der Lasermessung relevant ist, beim 3D-Scan relativiert wird. Die qualitativen Verläufe und Absolutwerte stimmen erwartungsgemäß weitgehend überein.

Die Bewertung der Spurrillenbildung über die Anzahl der Lastübergänge erfolgt durch Differenzberechnung zwischen Ausgangslage der Tragschichtoberfläche und der verformten Oberfläche. In Abb. 4.57 ist ein Beispiel der berechneten Differenzen für typische Spurrillen, in Abb. 4.58 für eine lokale Schwachstelle (Schlagloch) mit seitlicher Verdrängung dargestellt. Da, wie eingangs beschrieben, für die Fahrleistung und damit die Gesamtbewertung der jeweils am stärksten geschädigte Bereich maßgebend ist, wurde für die berechneten Differenzen eine Maximalwertanalyse für alle Verformungsabweichungen in z-Richtung unabhängig von der y-Koordinate für jeweils die rechte und linke Fahrspur durchgeführt. Damit ist sichergestellt, dass auch bei nicht spurtreuer Spurrillenentwicklung der jeweilige Maximalwert ermittelt wird.

Die korrelierten CBR-Werte aus Wassergehalt  $w_n$  und undrainierter Scherfestigkeit  $c_u$  stellen einen repräsentativen Mittelwert über die Breite des Geschiebelehms zwischen den Koordinaten  $y = 1,75$  und  $y = 5,75$  dar, die direkten CBR-Messungen in situ bzw. an ungestörten Bodenproben repräsentieren die Symmetrieachse  $y = 3,75$ . Augenscheinlich treten beide Schwachstellen der Felder 1.3 und 1.6 verstärkt in der rechten Fahrspur und im Feld 1.3 bei gleicher x-Koordinate vermindert in der linken Fahrspur auf.

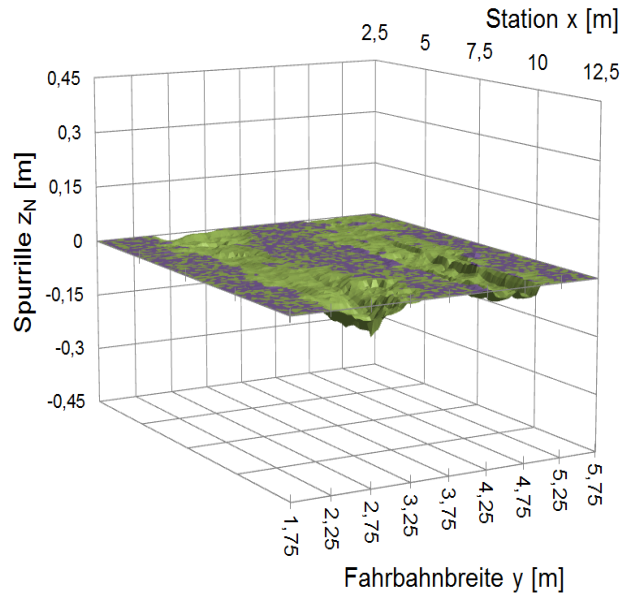


Abb. 4.57: Differenzenberechnung für Feld 1.3 bei  $N_{10} = 24$ , Beispiel für eine zunehmende Spurrillentiefe in der rechten und linken Fahrspur bei abnehmender Untergrundtragfähigkeit

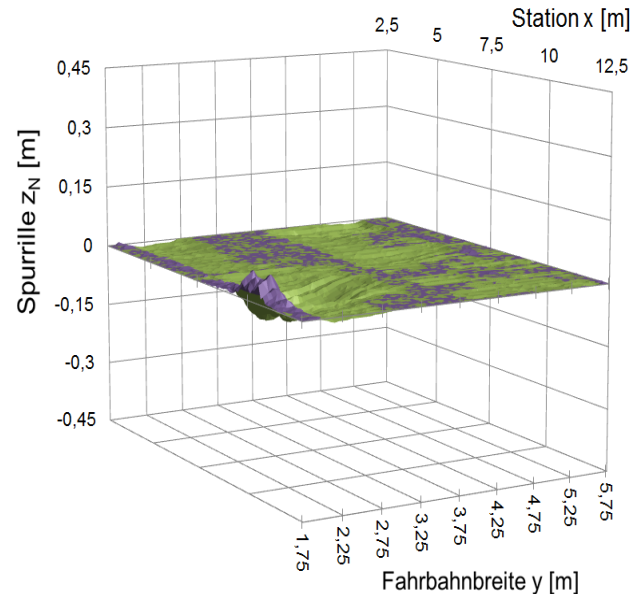


Abb. 4.58: Differenzenberechnung Feld 1.2 bei  $N_{10} = 120$ , Beispiel für die Ausbildung einer lokale Schwachstelle (Schlagloch)

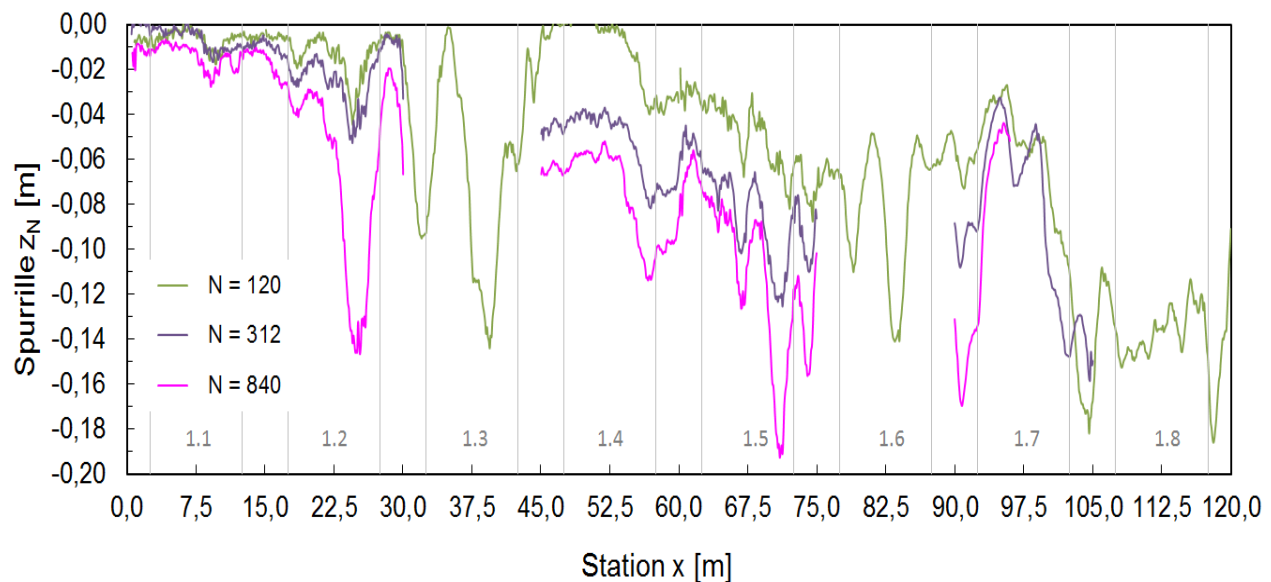


Abb. 4.59: Gemittelte Spurrillentiefe  $z_N$  für ausgewählte Überfahrtzahlen  $N_{10}$  über die Längsachse

Für die Gegenüberstellung der CBR-Werte zu den Lastübergangszahlen mit dem Ziel einer direkten Korrelation und Einbettung in Vergleichsergebnisse aus anderen Testfeldabschnitten mit abweichenden Aufbauten und Untergrundbedingungen muss daher der Mittelwert aus rechter und linker Fahrspur herangezogen werden.

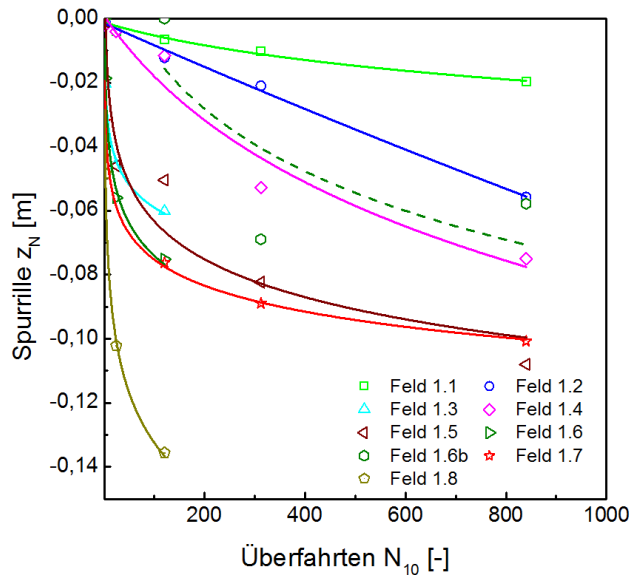


Abb. 4.60: Entwicklung der mittleren Spurrillen mit der Anzahl der Lastübergänge  $N_{10}$  für die Felder 1.1 bis 1.8

In Abb. 4.59 ist die Spurrillentiefe  $z_N$  für ausgewählte Überfahrtzahlen  $N_{10}$  als Mittelwert der jeweils rechten und linken Spur über die Längsachse  $x$  abgebildet. Die lokalen Schwachstellen und starken Verformungszunahmen, z.B. im Feld 1.3 zwischen den Überfahrtzahlen  $N_{10} = 312$  und  $N_{10} = 840$ , werden auch durch die Mittelwertbildung entsprechend abgebildet.

In Abb. 4.60 ist die über die Testfeldlänge  $x = 10$  m gemittelte Spurrillentiefe für einzelne Testfelder über die Anzahl der Lastübergänge  $N_{10}$  aufgetragen. Deutlich erkennbar ist das unterschiedliche Verformungsniveau z.B. der Testfelder 1.1, 1.2 und 1.8. Bedingt durch die unterschiedliche Untergrundtragfähigkeit liegen die mittleren Gesamtverformungen der bewehrten Testfelder 1.5 und 1.6 auf einem ähnlichen Verformungsniveau wie das unbewehrte Feld 1.7. Obwohl der Mittelwert der Verformungen im Feld 1.3 geringer ausfällt als die Verformungen im unbewehrten Feld, wurde die Aufzeichnung der Verformungen bei  $N_{10} = 120$  aufgrund der starken Verformungen in der hinteren Testfeldhälfte gestoppt und das Feld umgebaut. Insgesamt werden die Verformungen gegenüber dem unbewehrten Feld reduziert (Feld 1.3). Durch die Bewehrungseinlage wird die Ausbildung der Verformungen bei ausreichend steifem Aufbau stark verzögert, bevor die Verformungen aufgrund der Schädigung durch die Lastübergänge zunehmen (Feld 1.2, 1.4, 1.6b). Bei sehr steifem Gesamtaufbau fällt der Verformungszuwachs sehr gering aus (Feld 1.1), während ein nicht ausreichend steifer Aufbau mit geringerer Tragschichtstärke signifikant größere Verformungen aufweist (Feld 1.8) als das unbewehrte Feld.

Die Größe der Spurrille an jeder Stationierung  $x$  über die gesamte Testfeldlänge kann dem repräsentativen CBR-Wert des Untergrundes nach Abb. 4.31 gegenübergestellt werden. Aufgrund der Schwankung der CBR-Werte über die Streckenlänge ergibt sich ein Zusammenhang zwischen der Größe des CBR-Wertes und der Spurrille je Stationierung, der in Abb. 4.61, links, für einzelne Testfelder (Feld 1.3, 1.5, 1.8) bei jeweils gleicher Anzahl der Überfahrten dargestellt ist.

Die stärkere Schwankung der Verläufe bei größeren Überfahrtzahlen (Abb. 4.61, rechts) ist im Wesentlichen der Mittelwertbildung über die Fahrbahnbreite geschuldet. Auffällig ist trotz der Mittelwertbildung die ähnliche Neigung der Ausgleichsgeraden der bewehrten Testfelder und die signifikant stärkere Abhängigkeit der Spurrille vom CBR-Wert des Untergrundes im unbewehrten Feld 1.7 (Abb. 4.61, rechts). Gegenüber dem unbewehrten Feld 1.7 zeigt sich bei den bewehrten Feldern deutlich die Aussteifung bzw. Stabilisierung der Tragschicht. Die Parameter der Ausgleichsgeraden können zur Beschreibung der Gesamtpformance der einzelnen Felder herangezogen werden. Sie erlauben eine weitere Differenzierung zur Untersuchung des Einflusses der Tragschichtdicke, Bewehrungsanordnung und Dehnsteifigkeit, siehe hierzu Kap. 4.4.3.

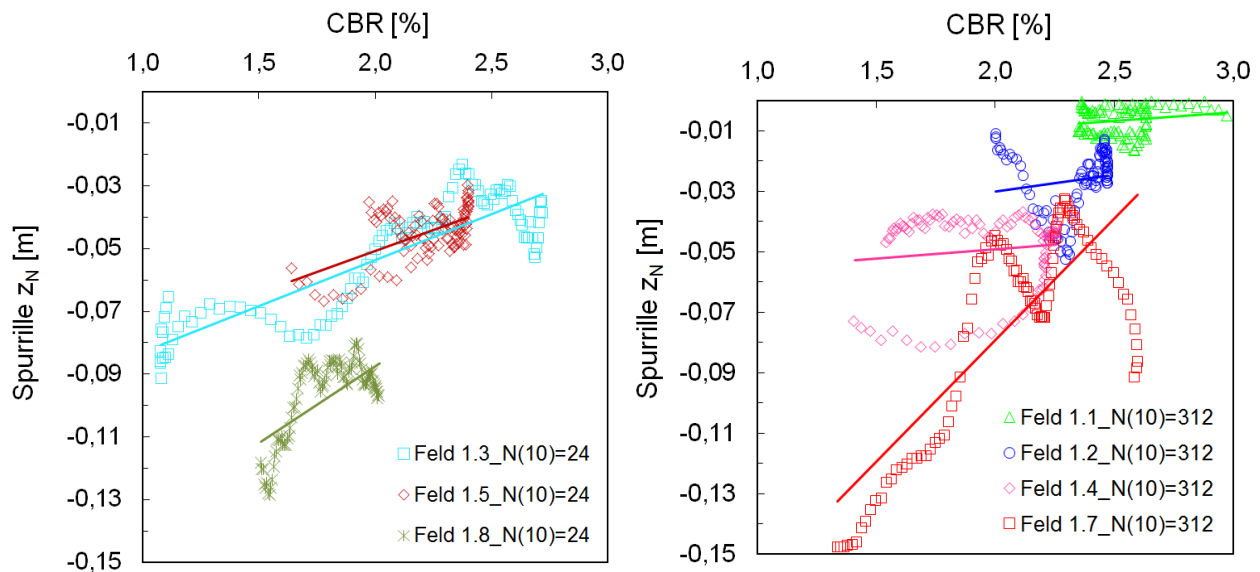


Abb. 4.61: Abhängigkeit der Spurrillenbildung (OK STS) vom CBR-Wert des Untergrundes

Von Emersleben et al. (2015b) wurde im Zuge der Testfelder Tostedt II das Testfeld 2.2 mit einer Tragschichtstärke von 0,5 m und bewehrt mit einem hexagonalen Geogitter aus der Wertung herausgenommen, da fahrdynamische Einflüsse als Ursache für ein vorzeitiges Versagen des Testfeldes infolge übergroßer Verformungen nicht ausgeschlossen werden konnten. Hier wurde vermutet, dass die Geländestufe, die sich im Übergang vom Testfeld 2.1 mit einer Tragschichtstärke von 0,65 m zum Testfeld 2.2 mit einer Schüttlagendicke von 0,5 m ergibt, zu einer zusätzlichen fahrdynamischen Beanspruchung führt.

In der nachstehend erläuterten Auswertung der Testfelder Tostedt I konnte im Übergang zwischen dem Testfeld 1.1 ( $h_0 = 0,63$ ) zum Testfeld 1.2 ( $h_0 = 0,42$ ) mit einer insgesamt nochmals größeren Höhendifferenz kein systematischer fahrdynamischer Einfluss auf die Performance der Testfelder festgestellt werden: Die Größe der Spurrillen ist nach den Ergebnissen dieser Studie zunächst direkt von der Steifigkeit des Gesamtsystems (Untergrundtragfähigkeit, Schüttlagendicke, Dehnsteifigkeit) abhängig.



Der Einfluss der Spurrillen auf die Fahrdynamik bzw. die Fahrgeschwindigkeit wird in Abb. 4.62 untersucht. Exemplarisch sind die Maximalwerte der Spurrille den minimalen Geschwindigkeiten je Testfeld gegenübergestellt, ebenso die zugehörigen Mittelwerte. In den Feldern, in denen der Maximalwert der Spurrille deutlich vom Mittelwert abweicht (Felder 1.3 und 1.6) liegt sowohl die niedrigste Geschwindigkeit als auch der Mittelwert der Geschwindigkeit unter dem Durchschnitt.

Eine gleichmäßig zunehmende Spurrillentiefe (Felder 1.4 und 1.5) führt dagegen zunächst nicht zu einer Verringerung der Geschwindigkeit. Die Fahrgeschwindigkeit ist demgegenüber praktisch weniger von der Gesamtgröße der Spurrillen abhängig, sondern vielmehr von der Gleichmäßigkeit.

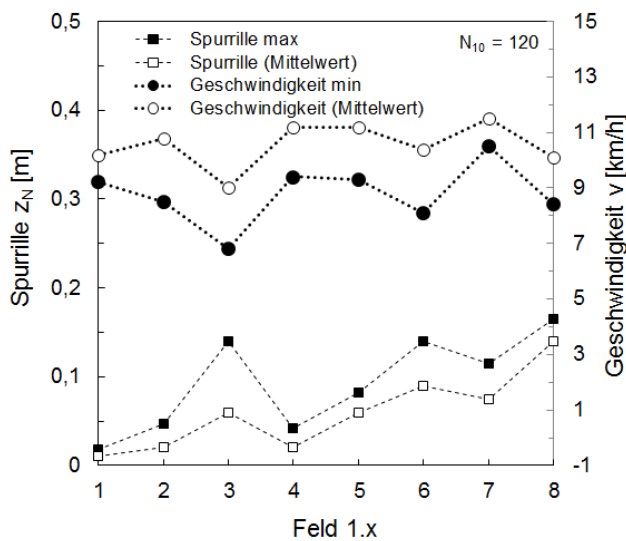


Abb. 4.62: Gegenüberstellung der Spurrillentiefe zur Fahrgeschwindigkeit

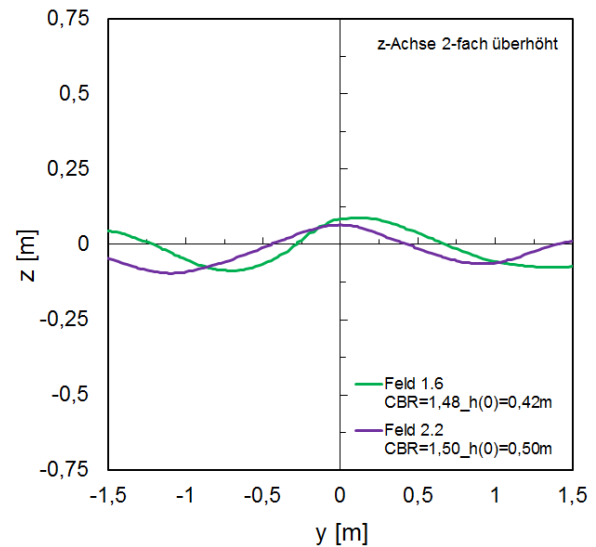


Abb. 4.63: Gegenüberstellung der Spurrillentiefe auf OK Geschiebelehm, Feld 1.6 und Feld 2.2 bei  $\text{CBR} \approx 1,5 \%$

Neben den Oberflächenverformungen wurde in der Serie Tostedt I partiell und in der Serie Tostedt II durchgängig die fortlaufende Verformungszunahme der Weichschichtoberfläche hydrostatisch gemessen. Gegenüber den Verformungen an der Oberfläche der Tragschicht fallen die Verformungen an der Oberfläche des Geschiebelehms durchgängig harmonischer und ausgeglichener aus (vgl. Abb. 4.49). Abb. 4.63 zeigt eine Gegenüberstellung der Verformungen an OK Geschiebelehm für eine vergleichbare Untergrundsituation der Testserien Tostedt I und Tostedt II. Die Verformungen wurden für ein näherungsweise identisches Verformungsbild der Tragschicht gegenübergestellt ( $z_N/h_0 \approx 0,25$ ). Abweichungen der beiden Testfelder bestehen in der Art der Bewehrung (Feld 1.6: biaxiales gelegtes Geogitter,  $J_{5\%} \geq 600 \text{ kN/m}$ , und Feld 2.2: hexagonales Geogitter,  $J_{5\%} \geq 475 \text{ kN/m}$ ) und in der Tragschichthöhe. Letztere liegt im Feld 2.2 mit  $h_0 = 0,5 \text{ m}$  signifikant über der Tragschichtmächtigkeit des Feldes 1.6 ( $h_0 = 0,42 \text{ m}$ ). Trotz der größeren Tragschichtmächtigkeit im Feld 2.2 fällt die Vertikalverformung des Geschiebelehms in beiden Feldern nahezu identisch aus. Hierbei ist zu beachten, dass das biaxiale Geogitter eine Dehnsteifigkeitsreserve in md- und cmd-Richtung von rd.  $600 \text{ kN/m}$  aufweist. Für das

dehnweichere Produkt wird mehr Tragschichthöhe benötigt, um die Verformungen gering zu halten.

Für den Bereich sehr kleiner Verformungen bei geringen Schädigungen der Tragschicht ( $z_N/h_0 = 0,08$ ) und gleichen Lastübergangszahlen liegen die Verformungen der Geschiebelehmoberfläche für beide Systeme bei exakt  $z_{N,u} = 2,3$  cm. Eine günstigere Vergleichmäßigung der Verformungen durch eine hexagonale Produktstruktur wird hier nicht erreicht. Unter Berücksichtigung der geringeren Tragschichtdicke vergleichmäßigt das biaxiale Geogitter die Verformungen besser; inwieweit die höhere Dehnsteifigkeit dabei günstig wirkt, wird nachfolgend untersucht.

#### 4.4.3 Einfluss der Tragschichtdicke, Bewehrungsanordnung und Dehnsteifigkeit

Zur systematischen Untersuchung des Einflusses der variierten Parameter der einzelnen Aufbauten nach Abb. 4.7 werden die Spurrillen herangezogen. Da die Aufbauten unterschiedliche Schichtmächtigkeiten aufweisen, wird im Folgenden die

- relative Spurrillengröße  $z_N/h_0$  [-] als das Verhältnis zwischen der Spurrillentiefe und der Ausgangsschichtmächtigkeit  $h_0$  des jeweiligen Aufbaus definiert

und als dimensionsloser Bezugswert gewählt.

Die in Abb. 4.61 aufgetragenen Ausgleichsgeraden beschreiben die absolute Größe der Spurrillen bei unterschiedlichen Untergrundverhältnissen. Die Geraden können ebenfalls für die dimensionslose relative Spurrillentiefe  $z_N/h_0$  berechnet werden. Die Geradengleichungen beschreiben dann nach der Beziehung  $z_N/h_0$  [-] =  $a \cdot \text{CBR} [\%] - b$  den Einfluss der Untergrundbeschaffenheit auf die (relative) Spurrillengröße. Zur weiteren Bewertung werden, jeweils bezogen auf die relative Spurrillengröße  $z_N/h_0$ , die

- Steigung  $a$  der Ausgleichsgeraden als Kennwert für die Spurrillenzunahme sowie der
- Achsenabschnitt  $b$  als Grundwert der Spurrille

definiert.

In Abb. 4.64 ist die Spurrillenzunahme  $a$  (Steigung der Ausgleichsgeraden) für die Aufbauten mit gleicher Summe der verbauten Dehnsteifigkeit über die Tragschichthöhe aufgetragen. Für die gemeinsame Auswertung der Datensätze ergibt sich bei Ansatz einer exponentiellen Ausgleichsfunktion eine gute Annäherung ( $R^2 \approx 0,91$ ). Da die Bewehrung in den Feldern 1.3 und 1.8 einlagig angeordnet ( $n = 1$ ) und die verbaute Dehnsteifigkeit in den Feldern 1.1 und 1.2 auf zwei Bewehrungslagen aufgeteilt wurde ( $n = 2$ ), wurde in Abb. 4.64 eine getrennte Darstellung der exponentiellen Ausgleichsfunktion für  $n = 1$  und  $n = 2$  gewählt.

In der Extrapolation der Funktion zeigt sich, dass bei einer Tragschichthöhe von rd. 0,8 m der Unterschied zwischen einer ein- und zweilagigen Bewehrung verschwindet und die Spurrillenzunahme keine ausgeprägte Abhängigkeit von der Tragfähigkeit bzw. dem CBR-Wert

des Untergrundes aufweist. Unter Beachtung der Spannungsverteilung über die Tiefe nach Anhang, Abb. 8, wird unter Annahme ideal-elastischer Bedingungen die Kontaktspannung zwischen Rad und Tragschicht in dieser Tiefe auf 5 % des Ausgangswertes reduziert. Unter Ansatz einer Bewehrung mit in der Summe  $J_{2\%} = 1200 \text{ kN/m}$  kann der Einfluss des Untergrundes ab einer Tragschichtmächtigkeit von 0,8 m offensichtlich auch bei einem stark plastisch verformbaren Untergrund vernachlässigt werden.

Bei abnehmender Tragschichtstärke vergrößert sich der Einfluss des Untergrundes, erkennbar an dem überproportionalen Anstieg der Spurrillenzunahme  $a$ . Wird die Bewehrung auf eine Lage an der Sohle des Aufbaus konzentriert, fällt der Zuwachs der relativen Spurrillengröße signifikant größer aus als bei einer Aufteilung der Dehnsteifigkeit auf zwei Bewehrungslagen, angeordnet an der Sohle der Tragschicht und in der Mitte der Tragschicht.

Vor dem Hintergrund der in Abb. 4.49 und Abb. 4.50 gezeigten plastischen und elastischen Verformungsbilder der Tragschicht in Längs- und Querrichtung zeigt sich hier eine differenzierte Wirkungsweise der Bewehrungsanordnung: Infolge der Achslasten und der Gesamtsetzungsmulde des Fahrzeuges treten Zugspannungen sowohl an der Sohle als auch an der Oberseite der Tragschicht auf. Bei abnehmender Tragschichtmächtigkeit und damit stärkerer Konzentration der Zugspannungen und gleichzeitig zunehmender Gesamtverformung wirkt eine mehrlagige Bewehrungsführung günstiger, da sowohl die Zugzone an der Unterseite der Tragschicht als auch die gegenläufige Zugzone an der Oberseite der Tragschicht bewehrt werden.

Für die Effektivität der Bewehrung im Hinblick auf die Aussteifung der Tragschicht ist unter Beachtung der in Kap. 2.4.3 und Kap. 2.5 gefundenen Einflussparameter zu erwarten, dass die Größe der Bewehrungswirkung unter anderem von der Dehnsteifigkeit der Bewehrung abhängt. In Abb. 4.65 ist daher für die Aufbauten gleicher Tragschichtmächtigkeit ( $h_0 = 0,42 \text{ m}$ ) die relative Spurrillenzunahme  $a$  über die Dehnsteifigkeit  $J_{2\%}$  aufgetragen. Eingetragen ist weiter eine Approximation durch eine logarithmische Ausgleichsfunktion ( $R^2 = 0,85$ ). Dem Aufbau Feld 1.7 mit einer Trennlage Secutex R 151 GRK 3 C wurde eine Dehnsteifigkeit von  $J_{2\%} = 50 \text{ kN/m}$  zugeordnet, wie sie für den hier verwendeten mechanisch verfestigten Vliesstoff infolge der Reduzierung der Dehnung durch Sandeinlagerung im direkten Bodenkontakt zu erwarten ist. Da alle Felder mit dem gleichen Vliesstoff ausgerüstet waren, wurde die Dehnsteifigkeit des Vliesstoffes ebenfalls allen Einzelwerten zugeschlagen.

Die Größenordnung der relativen Spurrillenzunahme  $a$  zeigt insgesamt (Abb. 4.64, Abb. 4.65), dass bei einem weichen Aufbau (geringe Tragschichtmächtigkeit, geringe Dehnsteifigkeit der Bewehrung) ein hoher Zuwachs der Spurrillen bei einer geringen Veränderung des CBR-Wertes zu erwarten ist. Demgegenüber kann der Zuwachs der Spurrillen bei einer Veränderung des CBR-Wertes des Untergrundes durch einen steifen Aufbau und eine hohe Dehnsteifigkeit der Bewehrung stark eingegrenzt werden.

Zur Verdeutlichung ist in Abb. 4.66 exemplarisch die relative Spurrille für unterschiedliche Felder bei identischem CBR-Wert des Untergrundes und identischer Lastübergangszahl  $N_{10}$

aufgetragen. Für das Feld 1.8 ist im direkten Vergleich zu dem Feld 1.2 (gleiche Summe der verbauten Dehnsteifigkeit) erkennbar, dass die Halbierung der Aufbaustärke eine massive Vergrößerung der relativen Spurrille mit sich bringt. Erkennbar ist weiter, dass die gleichzeitige Verdopplung der Dehnsteifigkeit im Feld 1.8 im Vergleich zum Feld 1.6 den Spurrillenzuwachs nicht näherungsweise kompensieren kann.

Dass der Einfluss der Dehnsteifigkeit nach oben begrenzt ist, kann auch Abb. 4.65 entnommen werden. Aufgrund des asymptotischen Verlaufs der Ausgleichsfunktion bleibt eine Steigerung der Dehnsteifigkeit über 1500 kN/m hinaus ohne signifikanten Einfluss auf die Beeinflussung der Spurrillenzunahme bei abnehmendem CBR-Wert. Die Entwicklung der Spurrillentiefe mit abnehmendem CBR-Wert des Untergrundes nach Abb. 4.64 und Abb. 4.65 ist neben der Größe der vorstehend diskutierten Spurrillenzunahme  $a$  (Steigung) der Ausgleichsgeraden weiter durch den Grundwert der Spurrille  $b$  (Achsenabschnitt) gekennzeichnet.

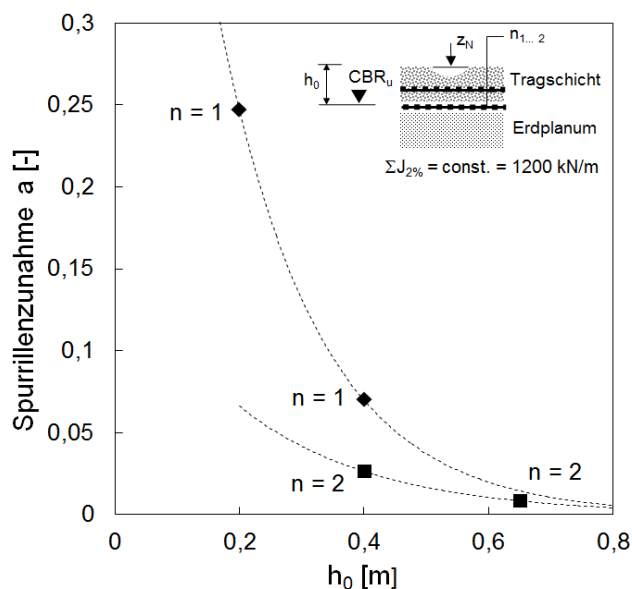


Abb. 4.64: Relative Spurrillenzunahme  $a$  in Abhängigkeit der Aufbauhöhe  $h_0$  und Anzahl der Bewehrungslagen für die Beziehung  $z_N/h_0 [-] = a \cdot \text{CBR} [\%] - b$  bei konstanter Summe der verbauten Dehnsteifigkeit  $\Sigma J_{2\%} = 1200 \text{ kN/m}$  und gleicher Anzahl der Überfahrten  $N_{10}$

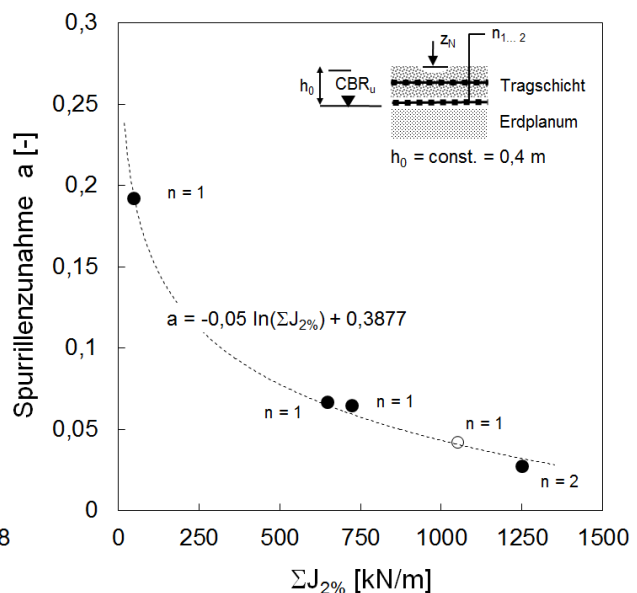
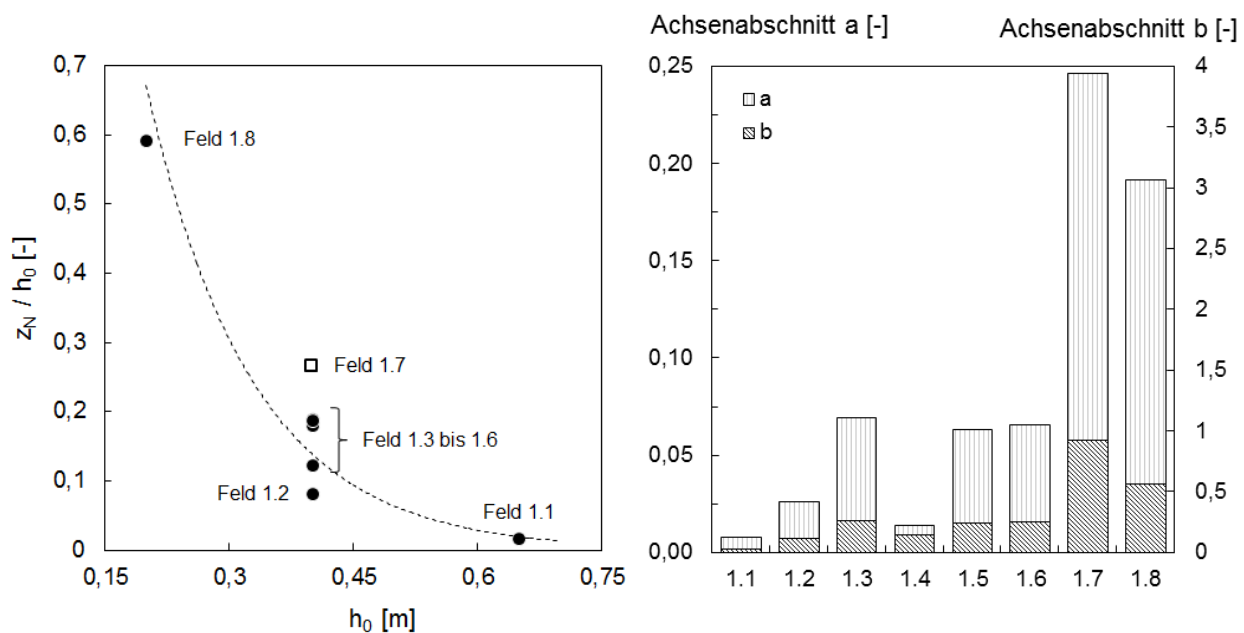


Abb. 4.65: Relative Spurrillenzunahme  $a$  in Abhängigkeit der Dehnsteifigkeit für die Beziehung  $z_N/h_0 [-] = a \cdot \text{CBR} [\%] - b$  bei konstanter Tragschichtdicke  $h_0 = 0,4 \text{ m}$  und gleicher Anzahl der Überfahrten  $N_{10}$

In Abb. 4.67 sind die Grundwerte der Ausgleichsfunktionen für alle Testfelder gegenübergestellt. Für den Grundwert der Spurrille  $b$  ergibt sich ein zum Parameter  $a$  qualitativ durchgängig vergleichbares Bild. In Abb. 4.68 sind die Beziehungen analog zur relativen Spurrillenzunahme  $a$

für den Grundwert der Spurrillenbildung  $b$  aufgetragen. Auch hier ergeben sich entsprechende Abhängigkeiten für den Einfluss der Tragschichthöhe, Anordnung der Bewehrung und Dehnsteifigkeit.

Eine weitergehende Differenzierung der Bewehrung nach Rohstoffart ist auf Basis der gewonnenen Datensätze nur begrenzt möglich. In den Feldern 1.5 und 1.6 wurden Produkte gleicher Zugfestigkeit und näherungsweise gleicher Dehnsteifigkeit  $J_{2\%}$  verbaut ( $J_{2\%, 1.5} = 675 \text{ kN/m}$ ;  $J_{2\%, 1.6} = 600 \text{ kN/m}$ ). Im Feld 1.5 wurde dabei als Werkstoff Polyester statt Polypropylen eingesetzt, der eine geringere Kriechverformung unter konstanter Last aufweist. In der Gegenüberstellung der beiden Parametersätze  $a$  und  $b$  für die Felder 1.5 und 1.6 in Abb. 4.67, die Mittelwerte über die Testfeldlänge darstellen, zeigt sich zunächst ein sowohl qualitativ als auch quantitativ nahezu identisches Verhalten: Sowohl die Empfindlichkeit gegenüber Änderungen des CBR-Wertes (Achsenabschnitt  $a$ ) als auch die Größenordnung des Spurrillengrundwertes (Achsenabschnitt  $b$ ) zeigen in dieser Untersuchung für das Feld 1.6 (Polypropylen) nur geringfügig höhere Werte und damit für kurzzeitige Beanspruchungen keine signifikanten Abweichungen. Eine weitergehende Auswertung über zwei Datenpunkte liegt im Bereich der Versuchsstreuung und lässt keine gesicherte Aussage zu.



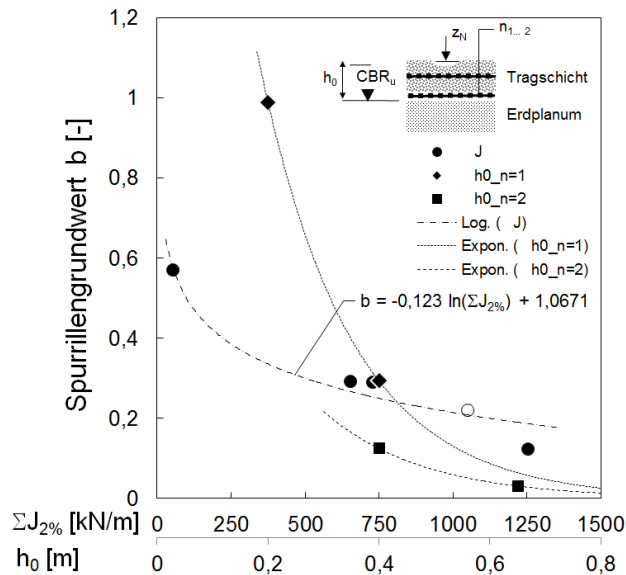


Abb. 4.68: Spurrillengrundwert  $b$  für die Beziehung  $z_N/h_0 [-] = a * CBR [\%] - b$  in Abhängigkeit von der Dehnsteifigkeit  $J_{2\%}$  und der Aufbauhöhe  $h_0$  für sonst jeweils gleiche Randbedingungen ( $N_{10} = 312$ )

#### 4.4.4 Einfluss der Verkehrsbeanspruchung

Die Reaktion einer ungebundenen bewehrten Tragschicht auf die Untergrundbedingung kann über die im vorstehenden Kap. 4.4.3 abgeleitete Steigung der Ausgleichsfunktion und den Spurrillengrundwert (hier für  $N_{10} = 312$ ) beschrieben werden. Für die Schädigung und damit Verformung einer ungebundenen Tragschicht zu einem definierten Zeitpunkt sind gemäß Kap. 2.6 neben der Steifigkeit des Auflagers (CBR-Wert des Untergrundes) und der Eigensteifigkeit der Tragschicht mit Tragschichtmächtigkeit  $h_0$  und Zugspannungsaufnahmefähigkeit (im bewehrten Fall u.a.  $J_{2\%}$ ) die kumulierten plastischen Verformungsanteile und damit die Anzahl der Lastübergänge maßgeblich. Abb. 4.60 zeigt für den unbewehrten Fall (Feld 1.7) einen stark asymptotischen Verlauf der Spurrillenentwicklung. Dieser Verlauf findet sich auch bei anderen vergleichenden Untersuchungen (Chaddock, 1988; Cuelho & Perkins, 2009; Cuelho et al., 2014; Emersleben et al., 2015a). Die Abhängigkeit der Verformungen von der Anzahl der Lastübergänge ist damit auch für diese Untersuchung charakteristisch.

Das systematisch unterschiedliche Verhalten zwischen bewehrten Testfeldern und dem unbewehrten Testfeld wird in der halblogarithmischen Darstellung deutlich (Abb. 4.69): Für das unbewehrte Testfeld kann im halblogarithmischen Maßstab eine lineare Zunahme der Spurrillenentwicklung für eine spezifische Kombination aus Tragschichtmächtigkeit, Untergrundtragfähigkeit und Lastübergangszahl beschrieben werden. Der Absolutbetrag der Verformungen der bewehrten Aufbauten weicht deutlich vom unbewehrten Aufbau (Feld 1.7) ab, die Verformungen sind kleiner. Bei gegenüber dem unbewehrten Feld gleicher Tragschichtmächtigkeit und im Mittel gleicher Untergrundtragfähigkeit (Feld 1.4) treten die Verformungen stark verzögert auf. In dieser Gegenüberstellung liegt die Anzahl der ertragbaren Lastwechsel für eine Spurrillentiefe von z.B. 2 cm um den Faktor  $> 100$  über der des unbewehrten

Feldes. Treten im Testfeld größere Abweichungen der Untergrundtragfähigkeit auf (Feld 1.3), ist die Verzögerung der Verformungen geringer. Langfristig kann sich der Absolutbetrag der Verformungen denen des unbewehrten Feldes annähern, erreicht aber bei den hier durchgeführten Lastübergängen nicht den Absolutbetrag.

Die Anzahl der Lastübergänge bis zum Auftreten einer definierten Spurrillenverformung nimmt dabei infolge des logarithmischen Zusammenhangs der Spurrillenentwicklung trotzdem weiter zu. Bei sonst gleichen Bedingungen verzögert die Bewehrung damit das Auftreten von Spurrillen (vgl. auch Traffic Benefit Ratio (TBR), Kap. 2.5.3) bzw. die Schädigung der ungebundenen Tragschicht. Bei stark abweichenden Bedingungen (Feld 1.1 mit besseren Untergrundbedingungen und steiferem Gesamtaufbau) stellen sich gänzlich andere Größenordnungen der Verformungen und der Verformungsgeschwindigkeit ein. Dies zeigt auch das signifikant weicher ausgeführte Feld 1.8. Hier liegen sowohl die Verformungsrate als auch der Gesamtbetrag der Verformung über der des unbewehrten Feldes.

Das Feld 1.6b zeigt nach dem Nachschottern der lokalen Unstetigkeit einen zum Feld 1.4 analogen, stark verzögerten Verlauf der Verformungen. Das Feld 1.2 (doppellagig und geringfügig bessere Untergrundbedingungen) verzögert die Verformungen und damit die Schädigung nochmals nachhaltiger.

Zur Ableitung einer allgemeingültigen Schädigungsfunktion müssen Einflüsse aus der Bewehrung, Untergrundsteifigkeit und Tragschichthöhe normiert werden. Hierzu wird die Spurrille wiederum auf die Tragschichtdicke bezogen ( $z_N/h_0$ ). Alle getesteten Ausgleichsfunktionen (zwei- und dreiparametrisch) zeigen einen logarithmischen Zusammenhang zwischen der Spurrillentiefe und der Anzahl der Lastwechsel. Dreiparametrische Ausgleichsfunktionen liefern für die steiferen Felder 1.1 und 1.2 bis 1.6 einen negativen Anfangswert der relativen Spurrille, um die absoluten Verformungen nach hohen Lastübergangszahlen einzugrenzen. Da die gesuchte Ausgleichsfunktion neben der üblichen Extrapolation von Anfangsverformungen auf Endwerte nach hohen Lastübergangszahlen auch die Interpolation bei kleinen Verformungen und die Extrapolation bei hohen Steifigkeiten erlauben muss, werden die dreiparametrischen Ausgleichsfunktionen verworfen.

Unter Ansatz einer zweiparametrischen logarithmischen Ausgleichsfunktion für die einzelnen Felder konnte keine Abhängigkeit der Parameter vom CBR-Wert des Untergrundes festgestellt werden. Der qualitative Verlauf der Schädigungsfunktion ist damit nicht von den Eigenschaften des Untergrundes abhängig.

Demgegenüber ist aus Abb. 4.69 wie oben beschrieben erkennbar, dass eine starke Abhängigkeit sowohl von der Tragschichtdicke  $h_0$  als auch vom Bewehrungsgrad (Summe der verbauten Dehnsteifigkeit  $\Sigma J_{2\%}$ ) besteht. Die Parameter der Schädigungsfunktion werden daher teilweise getrennt für das unbewehrte Feld und die bewehrten Felder mit gleicher Tragschichtdicke ermittelt.

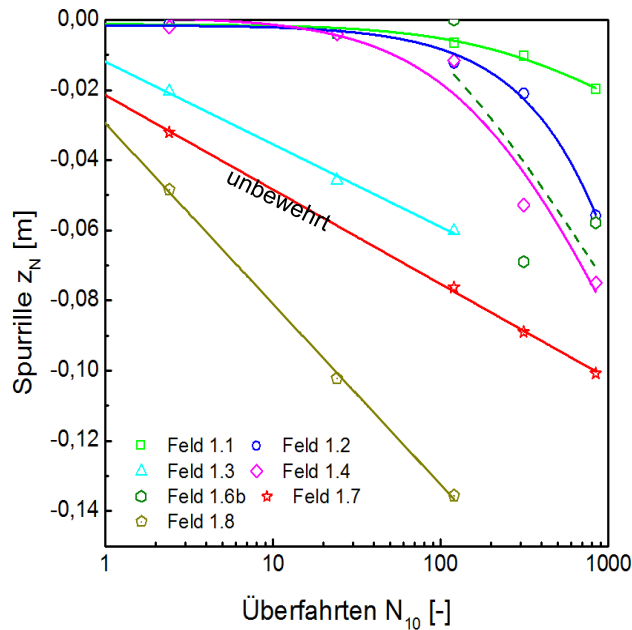


Abb. 4.69: Entwicklung der mittleren Spurrillen mit der Anzahl der Lastübergänge  $N_{10}$  bei unterschiedlichen Untergrundtragfähigkeiten in halblogarithmischer Auftragung

Abb. 4.70 zeigt die graphische Darstellung der gewählten zweiparametrischen Ausgleichsfunktion. Für die untersuchten Einzelfelder 1.1, 1.7 und 1.8 mit unterschiedlichen Tragschichtstärken und Bewehrungsgraden liefert die Funktion eine gute Näherung ( $R^2 = 0,73 / 0,97 / 0,97$ ). Die Felder 1.2 und 1.6 mit gleicher Tragschichtstärke von  $h_0 = 0,42$  m sind in Abb. 4.70 zusammengefasst dargestellt. Für alle Felder ergibt sich für die resultierende logarithmische Funktion zur Basis e ein nahezu identischer Koeffizient für die Krümmung der Ausgleichsgeraden von 1,18, unabhängig von Tragschichtdicke, Dehnsteifigkeit und Bewehrungsanordnung. Demgegenüber ergibt sich für die Steigung der Ausgleichsfunktion für die Testfelder mit gleicher Dehnsteifigkeit eine starke (exponentielle) Abhängigkeit von der Tragschichthöhe  $h_0$ .

In Abb. 4.70 ist die Grundbeziehung für die Ausgleichsfunktion in Abhängigkeit der Anzahl der Lastübergänge  $N_{10}$  sowie die Funktion für den Steigungskoeffizienten  $c$  als Funktion der Tragschichthöhe  $h_0$  angegeben. Da für letztere die Abweichungen in den bewehrten Feldern mit gleicher Tragschichthöhe gering sind, wurden die Felder trotz unterschiedlicher Dehnsteifigkeit gemeinsam ausgewertet, sodass die Funktion für Dehnsteifigkeiten im Wertebereich  $J_{2\%} = 750$  kN/m bis 1200 kN/m nutzbar ist.

Das unbewehrte Feld 1.7 musste wegen der erkennbaren Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad getrennt ausgewertet werden. Damit liegt für diesen Fall nur ein Einzelwert vor, d.h. der qualitative Verlauf der Schädigungsfunktion über die Tragschichtdicke  $h_0$  ist für die unbewehrte Situation nicht bekannt. Demgegenüber ist bekannt, dass die Parameter wie oben beschrieben nicht vom Untergrund abhängig sind. Die Parametersätze zeigten weiter eine identische Krümmung der Schädigungsfunktion auch für den unbewehrten Fall. Der Spurrillengrundwert sowie die Spurrillenzunahme tendieren bei einer Tragschichthöhe von  $h_0 > 1,0$  m gegen Null. Damit ist die Annahme gerechtfertigt, dass die Tragschichtdicke für den qualitativen Verlauf der



Schädigungsfunktion maßgebend ist und ab einer Tragschichtdicke von  $h_0 > 1,0$  m der qualitative Verlauf der Schädigungsfunktion der bewehrten und der unbewehrten Situation vergleichbar ist bzw. gleichgesetzt werden kann. Die in Abb. 4.71 angegebene exponentielle Funktion für die Steigung der Schädigungsfunktion des unbewehrten Falles wurde unter Ansatz dieser Bedingung als zusätzliche Stützstelle ( $c_{\text{unbewehrt}, h_0 = 1,0 \text{ m}} = c_{\text{bewehrt}, h_0 = 1,0 \text{ m}}$ ) berechnet. Tatsächlich wird sich auch für diese Situation bei großen Lastübergangszahlen ein Unterschied ergeben, der Unterschied wird hier vernachlässigt.

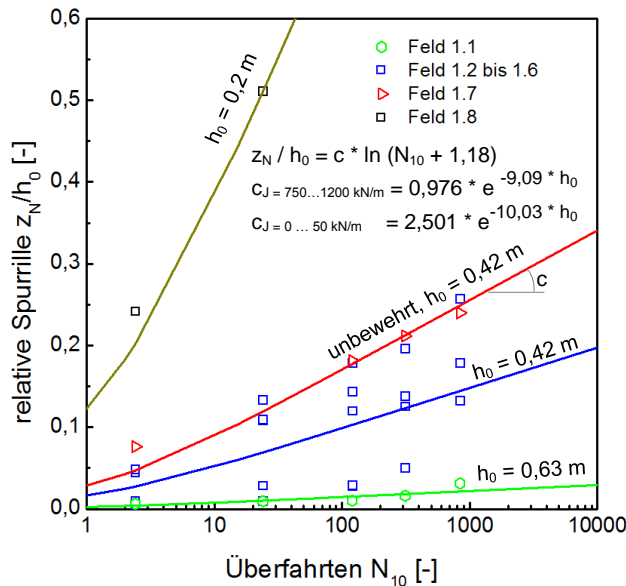


Abb. 4.70: Graphische Darstellung der Schädigungsfunktion für die relative Spurrillentiefe  $z_N / h_0$  in Abhängigkeit der Lastübergänge  $N_{10}$

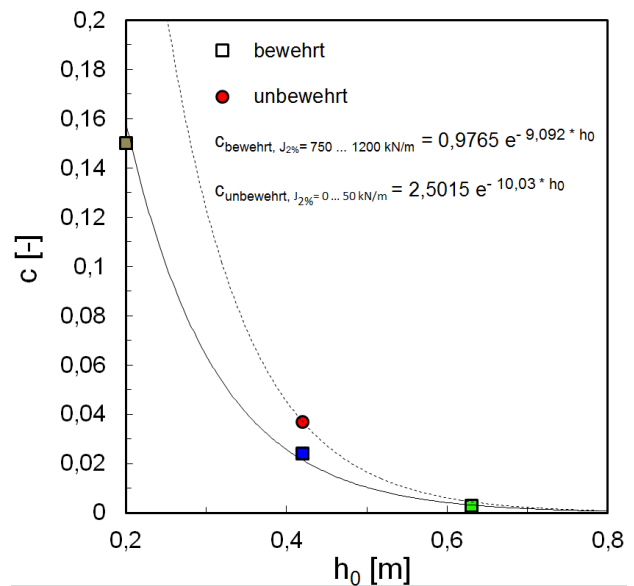


Abb. 4.71: Steigung  $c$  der Schädigungsfunktion in Abhängigkeit der Tragschichtmächtigkeit  $h_0$

#### 4.4.5 Zeitlich veränderliche Kennwerte (Dehnung, Spannungen, Porenwasserdruck, elastische Verformungsanteile)

##### ▪ Dehnungen und Spannungen

Infolge zyklischer oder azyklischer Lasteinträge und zeitlicher Änderungen der Bodenkennwerte treten Spannungs- und Verformungsänderungen auf, deren Erfassung und Berücksichtigung von Bedeutung sein kann. Durch den gewählten Seiteneinbau wurden die äußeren Einwirkungen auf den Aufbau so weit wie baubetrieblich möglich minimiert, um systematisch den Einfluss einzelner Einwirkungen messen und damit beschreiben zu können.

Als erste maßgebende Einwirkung auf OK der locker geschütteten Schottertragschicht tritt damit die Verdichtungsarbeit auf. Abb. 4.72 zeigt die Druckspannungen auf OK Geschiebelehm der Felder 1.6, 1.7 und 1.8 exemplarisch für eine Hin- und Rückfahrt mit dynamischem Lasteintrag (Frequenz 30 Hz). Die Druckspannungen auf OK Geschiebelehm im Feld 1.8 sind aufgrund der

geringeren Tragschichtdicke erkennbar höher. Im Feld 1.6 treten die Spannungen bei gleicher Tragschichthöhe leicht reduziert auf. Die Größenordnung von rd.  $20 \div 30 \text{ kN/m}^2$  als Vertikalspannungskomponente wird auch im Feld 1.1 gemessen. Die Entlastungsbeträge nach einer Überfahrt der Walze können durch plastische Verformungen des Untergrundes und der Nachverdichtung der Sandbettung der Druckgeber erklärt werden, die bei den ersten Beanspruchungen auftreten. Dieser Effekt verschwindet nach einigen Walzübergängen, die Druckspannungsbeträge bei dem jeweiligen Lastübergang aus Verdichtung bleiben identisch.

Bei der Befahrung des Aufbaus mit Verdichtungsgeräten wird der Aufbau verformt, an der Unterseite treten Dehnungen auf. Die Dehnungen treten dabei je nach Messstelle in der Anfangsphase sowohl als Zugdehnungen als auch lokal als Stauchungen auf (Abb. 4.73). Der Großteil der Verformungen ist dabei elastisch und geht unmittelbar nach Entlastung des Messquerschnittes zurück. An allen Messstellen bleibt jedoch ein statischer Grundwert bestehen. Der Grundwert baut sich bei den folgenden Verdichtungsübergängen weiter auf. Da das eingesetzte Verdichtungsgerät durch die Walzenbandage praktisch keine Spreizverformungen oder seitlichen Walkbeanspruchungen in den Aufbau einträgt, steigen auch die statischen Stauchungen zunächst an. Der Eintrag von Druckspannungen in den Aufbau durch die Verdichtungsgeräte führt damit offensichtlich auch bei sehr kleinen Absolutbeträgen zu einer statischen und damit spannungswirksamen Verformung der Bewehrung.

Nach Abschluss der Einbauarbeiten und Verdichtung wird der Aufbau nur noch in den Spuren direkt beansprucht. Die Beanspruchung unterscheidet sich durch die starke räumliche Begrenzung signifikant von der einer auf großer Breite wirkenden Walzenüberfahrt. Neben der lokalen Konzentration ergeben sich auch stark abweichende Spannungen.

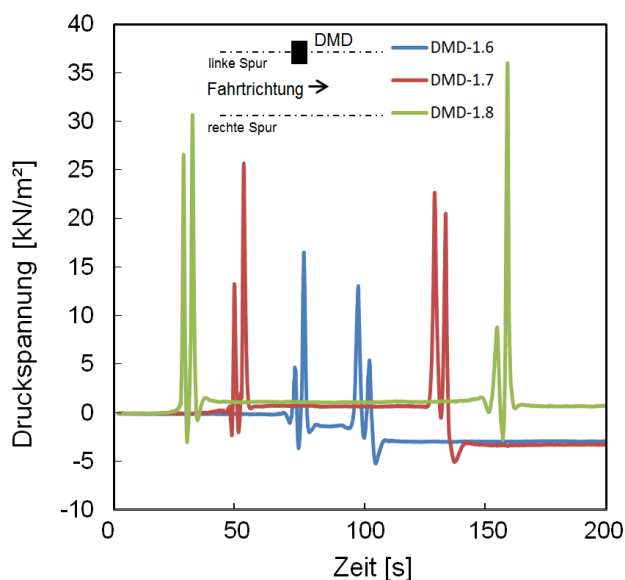


Abb. 4.72: Druckspannungen während der Verdichtung der Felder 1.6, 1.7 und 1.8

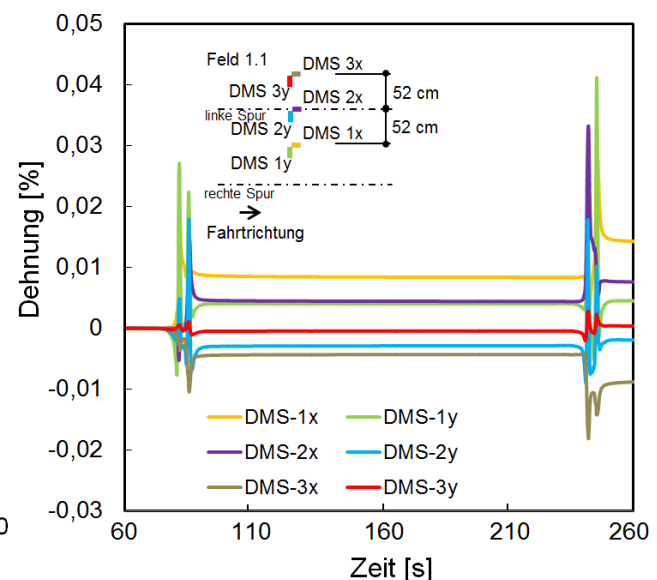


Abb. 4.73: Aufbau von statischen Grunddehnungen während der ersten beiden Verdichtungsübergänge, zweite Schüttlage, Feld 1.1

Im Feld 1.1 liegt die zu erwartende Spannung 0,15 m unter OK Geschiebelehm, also 0,78 m unter OK Schotter, nach Anhang, Abb. 8, bei 43,7 kN/m<sup>2</sup>. Angesetzt wurde dabei eine Kontaktspannung unter einer kreisförmigen Radlast ( $r = 0,15$  m) von 500 kN/m<sup>2</sup>. Tatsächlich gemessen wurden während eines Lastüberganges bis zu 60 kN/m<sup>2</sup>. Allerdings schwanken die Werte stark, da offensichtlich geringe Abweichungen bei der Spurtreue starke Auswirkungen auf die gemessenen Spannungen ausüben. Der charakteristische Wert liegt in diesem Fall bei 48 kN/m<sup>2</sup>.

Größere Spannungen werden wegen der geringeren Überdeckung im Feld 1.6 gemessen. In Tabelle 4.6 sind die an verschiedenen Positionen ermittelten Spannungen, getrennt nach Maximalwerten und charakteristischen Werten, zusammengestellt. Unter Berücksichtigung von Einflusswerten für statische Lasten nach Anhang, Abb. 8, sind ergänzend berechnete Spannungen angegeben. In der steifen Schotterschicht stimmen die berechneten Spannungen gut mit den gemessenen überein. Demgegenüber werden in den Erddruckgebern im Geschiebelehm durchgängig deutlich größere Werte gemessen als berechnet. Denkbar wäre, dass die Erddruckgeber steifer reagieren als der Geschiebelehm und daher Lasten anziehen. Allerdings stimmen die statischen Werte (nur Eigengewicht) gut mit Prognosen überein. Die tatsächlich in einer Weichschicht wirkenden Spannungen werden demnach durch die Nutzung von Tafelwerten tendenziell unterschätzt. Mit zunehmender Tiefe ( $z = -0,45$  m) verringert sich die prozentuale Abweichung. Die größte Abweichung ergibt sich in Feldmitte. Obwohl bei der berechneten Spannung bereits eine Spannungsüberlagerung der rechten und linken Spur berücksichtigt ist, liegt der gemessene Wert bis zu 2,6-fach höher als der berechnete. Für den Zeitpunkt der Auswertung ( $N_{10} = 655 \div 778$ ) sind bereits deutlich Spurrillen zu verzeichnen. Der Geschiebelehm wird in der Spurmitte „überspannt“ (Abb. 4.83 und Abb. 4.84). Offensichtlich wird hier durch die Bewehrung eine Erhöhung des Spannungszustandes erreicht.

Tabelle 4.6: Unter zyklischen Lasten gemessene und für den statischen Fall berechnete Spannungen im Feld 1.6

Position z [m]	+ 0,2 m Spur (Schotter)	- 0,15 m Mitte	- 0,15 m Spur	- 0,45 m Spur
$\sigma_{\max}$ ( $\sigma_{\text{charakteristisch}}$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]	220 (185)	47 (34)	102 (84)	69 (62,5)
Einflusswert I [-] nach FOSTER & AHLVIN, 1954	I = 0,43	I = 0,0048	I = 0,078	I = 0,045
$\sigma_{\text{calculated}}$ [kN/m <sup>2</sup> ] $\sigma_{\text{calculated}} = 500 \text{ kN/m}^2 \cdot I + \Delta z \cdot 22 \text{ kN/m}^3$	228	17,8	52	42,6

Während der einzelnen Lastübergänge durch die LKW-Befahrung wird die Konstruktion aus den Einzelachsen beansprucht. Infolge eines Lastübergangs treten an der Unterseite der Schottertragschicht und damit in der Bewehrung zusätzliche Horizontaldehnungen auf (Abb. 4.74). Deutlich erkennbar bestehen zum Zeitpunkt der Messung ( $N_{10} = 706$ ) an allen Messstellen positive statische Grundwerte der Dehnung (und damit Zugspannungen), die zunächst leicht verringert werden und dann durch die Einzellast stark ansteigen. Die Ausprägung der Vorder- und Hinterachsen fällt in den einzelnen Messstellen teilweise unterschiedlich aus. Die gemessene Druckspannung fällt durch den Versatz des Messgebers um 1,0 m in Fahrtrichtung zeitlich nicht unmittelbar mit den Dehnungen zusammen.

Die in Abb. 4.73 gezeigten statischen Grunddehnungen und damit bleibenden Verformungen erhöhen sich mit der Anzahl der Lastübergänge, anfängliche Stauchungen verschieben sich in den Dehnungsbereich. Im Folgenden werden alle im Gesamtsystem eingprägten Verformungen im Kontext zu zyklischen Lasteinträgen als statische Verformungen bzw. statische Dehnungen bezeichnet.

In Abb. 4.75 sind die statischen Dehnungen für das Feld 1.1 quer zur Fahrbahnachse aufgetragen. Die maximale Dehnung liegt dabei analog zu Abb. 4.74 zwischen den Fahrspuren, während die Dehnungen unter der Spur und im Randbereich auf identischem Niveau leicht darunterliegen.

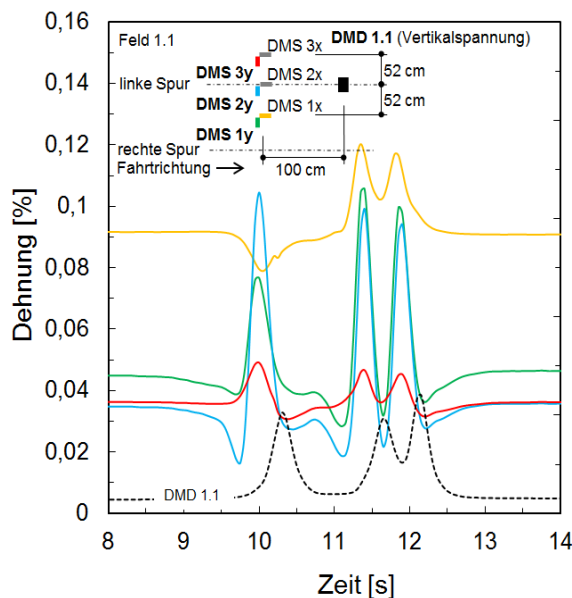


Abb. 4.74: Geogitterdehnungen und Druckspannung auf OK Geschiebelehm während einer Überfahrt ( $N_{10} = 706$ ), Feld 1.1  
Dehnungen (+), Stauchungen (-)

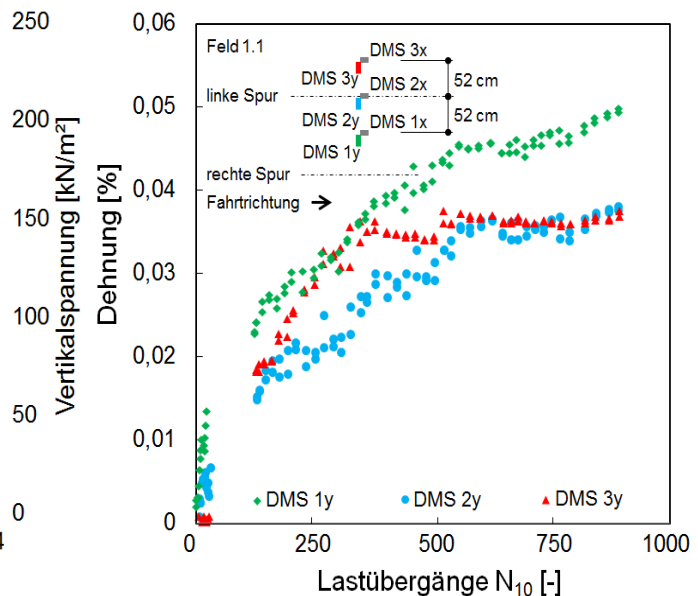


Abb. 4.75: Entwicklung der statischen Grunddehnungen über die Anzahl der Lastübergänge, Feld 1.1

Diese statische Grunddehnung ist jedoch nur im Gesamtsystem plastisch, wie die Aufgrabungen zeigen. Bei Entlastung der Bewehrung werden elastische Verformungsanteile sichtbar, die Bewehrung liegt im Boden also teilweise vorgespannt vor.

Die unmittelbar beim Lastübergang auftretenden Dehnungen liegen signifikant über den gezeigten statischen Dehnungsanteilen und sind damit weitgehend elastisch (Abb. 4.74). Die größten Absolutwerte der Dehnung von rd. 0,15 % treten dabei im Feld 1.1 durch den höheren statischen Grundwert nicht quer zur Fahrbahnachse, sondern in Längsrichtung (DMS 1x) auf. Quer zur Fahrbahnachse liegt der Maximalwert in dieser Messreihe bei  $\varepsilon_{y1} = 0,11 \%$  (DMS 1y) in Fahrbahnmitte und ist mit der Dehnung in der Spur, ebenfalls quer zur Achse (DMS 2y), nahezu identisch. Im Dehnungsaufnehmer DMS 3y werden Dehnungen um 0,06 %, mit wenigen Ausreißern bis 0,1 % gemessen.

Abb. 4.76 zeigt für den Dehnungsaufnehmer DMS 1x, also in Fahrbahnachse, die Einzelwerte der Lastübergänge, getrennt nach den drei jeweils angetriebenen Fahrzeugachsen. Die durch die Vorderachse mit rd. 8-t-Achslast induzierten Dehnungen liegen an dieser Messstelle signifikant unter den Dehnungen der Hinterachsen mit je 10-t-Achslast. Diese Aussage ist auch für die Messstelle DMS 1y in Fahrbahnmitte quer zur Fahrbahnachse zutreffend, nicht jedoch für die Messstellen in der Spur und am Fahrbahnrand. Daraus kann geschlossen werden, dass die schmalere Reifen der Vorderachse zwar den Aufbau lokal (in der Spur) ebenso stark verformen wie die deutlich schwereren Hinterachsen, dieser Effekt jedoch in größerer Entfernung von der Lasteintragung vermindert wirksam wird. Die schwereren und großflächig wirksamen Hinterachsen beanspruchen das Gesamtsystem demgegenüber sowohl lokal als auch großflächig.

Entgegen dem Feld 1.1. mit relativ dickem und steifem Aufbau und höherer Steifigkeit des Untergrundes reagiert der Aufbau im Feld 1.6 weicher. Erkennbar wird dieses an den bei den ersten Verdichtungsübergängen auftretenden Dehnungen. Diese verhalten sich zwar zu den in Abb. 4.76 gezeigten Dehnungen qualitativ identisch. Die Absolutbeträge sowohl der elastischen Dehnungen als auch der eingepprägten statischen Grundwerte liegen jedoch um eine Zehnerpotenz über den Werten des Feldes 1.1.

Zum Vergleich ist in Abb. 4.77 der statischen Dehnung des Feldes 1.1 die statische Dehnung des Feldes 1.6 (quer zur Achse; repräsentativ für den Bereich der Spur) gegenübergestellt. Die Dehnung liegt um den Faktor 10 über der des Feldes 1.1. Die in der linken Spur gemessenen Dehnungen werden offensichtlich von Ausbesserungsarbeiten (Nachschottern der rechten Spur mit nachfolgender Verdichtung) beeinflusst. Infolge der Nachverdichtung der rechten Spur und daraus folgenden Spannungs- und Verformungseinträgen wird die statische Dehnung der linken Spur kurzzeitig reduziert.

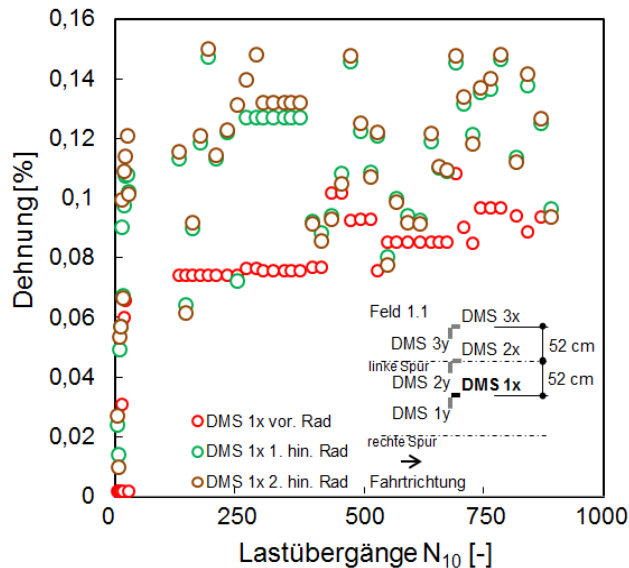


Abb. 4.76: Maximalwerte der Dehnungen (statische Grunddehnung zzgl. zyklische Dehnung) je Lastübergang, differenziert nach Vorder- und Hinterachsen (Feld 1.1)

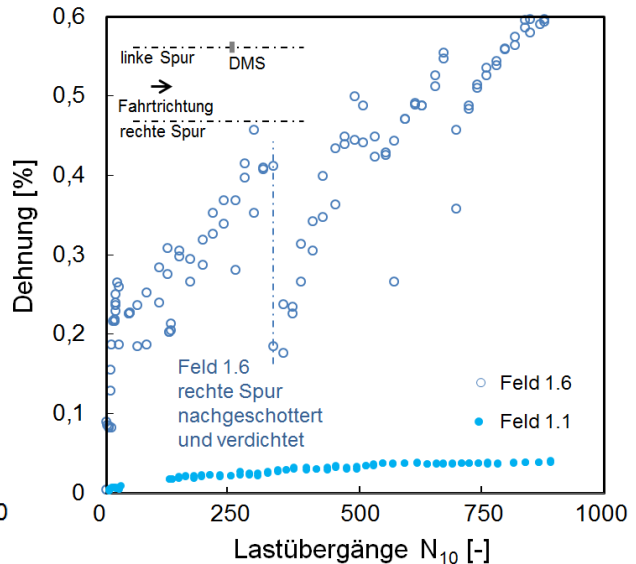


Abb. 4.77: Gegenüberstellung der statischen Dehnungen über die Anzahl der Lastübergänge in Feld 1.1 und Feld 1.6, jeweils Spurmitte

Die gemessenen Dehnungen im Feld 1.6 sind mit der Größenordnung der Dehnungen in der Untersuchung Montana II direkt vergleichbar ( $\text{CBR} = 1,5\%$ ,  $h_0 = 0,28 \text{ m}$ ). Von Cuelho et al. (2014) wurden nach 558 Überfahrten ( $N_{10} \approx 491$ , vgl. Tabelle 2.1) kumulierte statische Grunddehnungen von  $0,2\% \div 2,0\%$  im bewehrten Fall und  $3,0\%$  im unbewehrten Fall (Vliesstoff) gemessen. Die zyklischen Dehnungszuwächse bei Lastübergang lagen bei  $0,4\% \div 1,3\%$  im bewehrten Fall und  $1,5\%$  im unbewehrten Fall.

Es ist damit festzustellen, dass im bewehrten Fall Dehnungen von  $2,0\%$  nur in Einzelfällen überschritten werden; die in dieser Untersuchung gefundenen Größenordnungen fügen sich gut in Literaturwerte ein. Die Dehnungen bei relativ steifen Aufbauten mit hoher Tragfähigkeit liegen auch auf weichem Untergrund (Feld 1.1) und unter Berücksichtigung von Verdichtungsarbeit unter  $0,5\%$ .

- Porenwasserdrücke

Da der Geschiebelehm auf dem nassen Ast der Proctorkurve eingebaut wurde, ist davon auszugehen, dass mittelfristig Veränderungen der Saugspannungen bzw. des Wasserhaushaltes auftreten. Bei Zusatzbeanspruchungen sind Porenwasserüberdrücke zu erwarten<sup>23</sup>.

Abb. 4.78 zeigt den Verlauf der Porenwasserdruckspannungen der hydraulischen Messgeber in den Feldern 1.1 und 1.6 über den Versuchszeitraum, exemplarisch ergänzt um die Datensätze aller Systeme für den Einbauzeitraum und den Beginn der Befahrung sowie eine Dauermessung am 25.07.2012 nach Befahrung am 24.07.2012. Deutlich erkennbar ist das unterschiedliche Grundniveau des Porenwasserdrucks aller Messgeber für die Felder 1.1 und 1.6. Während alle Messgeber (ohne Nullpunktkorrektur nach Einbau) für das Feld 1.1 eine über den Versuchszeitraum gleichbleibende Saugspannung von rd. 4 kN/m<sup>2</sup> als Grundniveau ausweisen, wird für das Feld 1.6 zunächst ein Porenwasserdruck von 12 kN/m<sup>2</sup> gemessen. Über den Versuchszeitraum akkumulieren die Grundspannungen im Feld 1.6 auf bis zu 26 kN/m<sup>2</sup>, fallen in den Zeiträumen zwischen den Befahrungen allerdings wieder auf das ursprüngliche Niveau ab (z.B. 14.07. ÷ 18.07.2012; 18.07. ÷ 24.07.2012). Da die Rate der Porenwasserdruckreduzierung nahezu konstant verläuft, ist davon auszugehen, dass sich die Porenwasserdruckverhältnisse zwischen den Feldern 1.1 und 1.6 langfristig annähern.

Die größte kurzzeitige Druckspannungsdifferenz wurde mit 140 kN/m<sup>2</sup> während der dynamischen Verdichtung in der Mitte der Schottertragschicht des Feldes 1.6 gemessen. Die zugehörige Druckspannungsdifferenz der Tensiometer ist in Abb. 4.79 dargestellt und liegt bei rd. 20 kN/m<sup>2</sup>. Während oberflächennah nur eine geringe Akkumulation der Porenwasserdruckspannungen auftritt, ist die Porenwasserdruckakkumulation in -0,45 m unter OK Geschiebelehm deutlich erkennbar.

Im Feld 1.1 wurde demgegenüber, wie schon aus Abb. 4.78 erkennbar, keine signifikante Porenwasserdruckakkumulation gemessen. Abb. 4.80 zeigt die Einbau- und Verdichtungsphase im Detail. Die Absolutwerte des gemessenen Porenwasserdrucks liegen aufgrund der größeren Schichtdicke der Überbauung etwas unterhalb der Werte des Feldes 1.6. Erkennbar ist allerdings auch, dass zunächst ein Anstieg des Porenwasserdrucks stattfindet, der erst über die Zeit abgebaut wird.

---

<sup>23</sup> Die in den Versuchsreihen Montana I und II während der Lastübergänge beobachteten dynamischen Porenwasserdruckanstiege lagen bei bis zu 2,5 kN/m<sup>2</sup> (Cuelho & Perkins, 2009) bzw. rd. 2,7 kN/m<sup>2</sup> (Cuelho et al., 2014). Ein Anteil von rd. 0,04 kN/m<sup>2</sup> des dynamischen Porenwasserdruckanstieges führte zu kumulierten statischen Porenwasserdruckzunahmen um bis 12,4 kN/m<sup>2</sup> (Cuelho & Perkins, 2009) bzw. bei Cuelho et al. (2014) um bis zu 33 kN/m<sup>2</sup>, gemessen jeweils in 0,15 m unter OK Weichschicht und damit 0,35 m (Cuelho & Perkins, 2009) bzw. 0,43 m (Cuelho et al., 2014) unter OK Schottertragschicht.

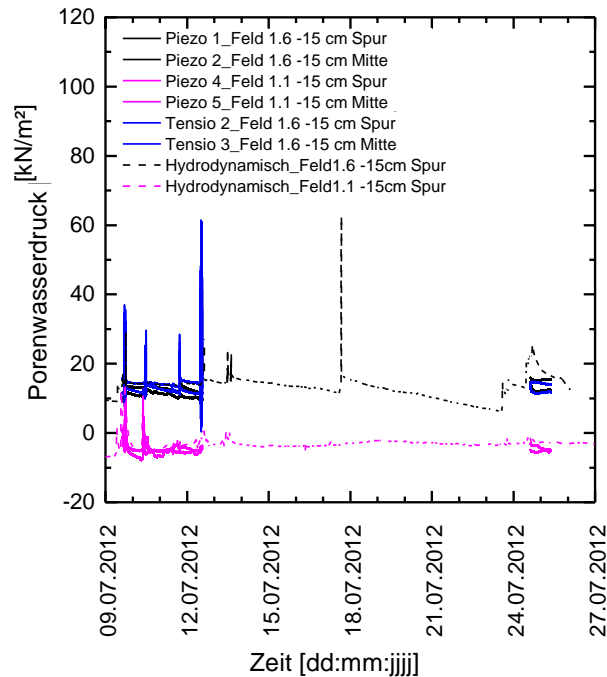


Abb. 4.78: Entwicklung der Porenwasserdrücke über die Bau- und Befahrungszeit, Tostedt I

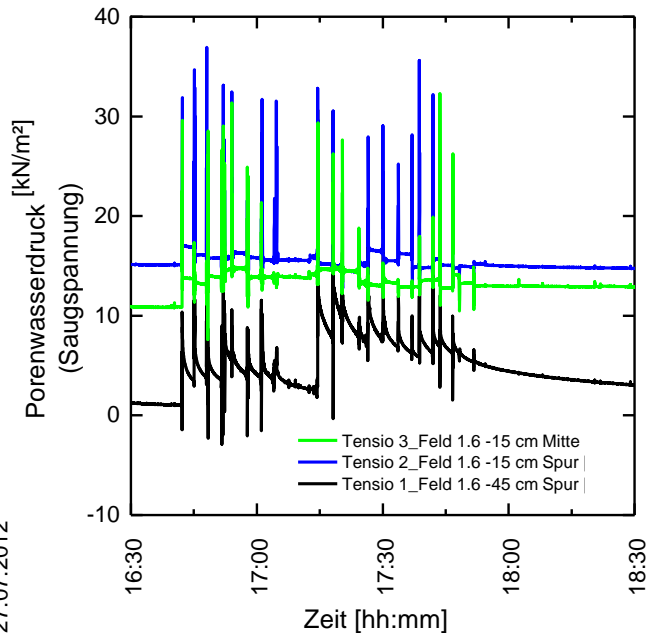


Abb. 4.79: Porenwasserdruckentwicklung im Feld 1.6 während der dynamischen Verdichtung (09.07.2012), Tostedt I

Die einzelnen Messsysteme reagieren unter den hier vorliegenden Verhältnissen unterschiedlich zuverlässig auf Porenwasserdruckschwankungen. Abb. 4.81 zeigt für das Feld 1.6 eine Gegenüberstellung der Porenwasserdruckdifferenzen (Messwerte Tensiometer und Piezometer) mit den Vertikalspannungen bei Lastübergang. Die Einzelwerte der Vertikalspannungen schwanken bedingt durch die Varianz zwar in der Spurtreue des Fahrzeugs; die in 0,15 m unter der Spur liegenden Tensiometer zeigen jedoch ein nahezu konstantes Porenwasserdruck-Spannungsniveau. Demgegenüber fallen die bei einer Überfahrt gemessenen Maximalwerte des Piezometers über die Versuchsdauer ab. Der Grundwert bleibt demgegenüber konstant. Offensichtlich nimmt die Sensitivität gegenüber Spannungsänderungen ab. Die wassergefüllte Keramik des Tensiometers wirkt sich hier positiv aus. Ähnliche Beobachtungen wurden für die hydraulischen Porenwasserdruckgeber gemacht. Für beide Systeme (Tensiometer, hydraulische Porenwasserdruckgeber) lässt sich bei teilgesättigten Zuständen des Geschiebelehm eine durch die wassergefüllte Sensorik und größere radiale Filteroberfläche geringere Anfälligkeit gegen lokal angereicherte Porenluft aus dem Bodengefüge vermuten.

Für die Maximalwerte je LKW-Überfahrt (Abb. 4.81) ist in Abb. 4.82 exemplarisch ein repräsentatives Einzelereignis in Lastübergänge aufgelöst. Während die Druckspannung zwischen Vorderachse und Hinterachse in gleicher Größenordnung liegt, fällt der Messwert des Tensiometers für die Vorderachse trotz identischer Lage kleiner aus als der der Hinterachse. Das Piezometer scheint hier geringfügig schneller oder empfindlicher anzuspringen.



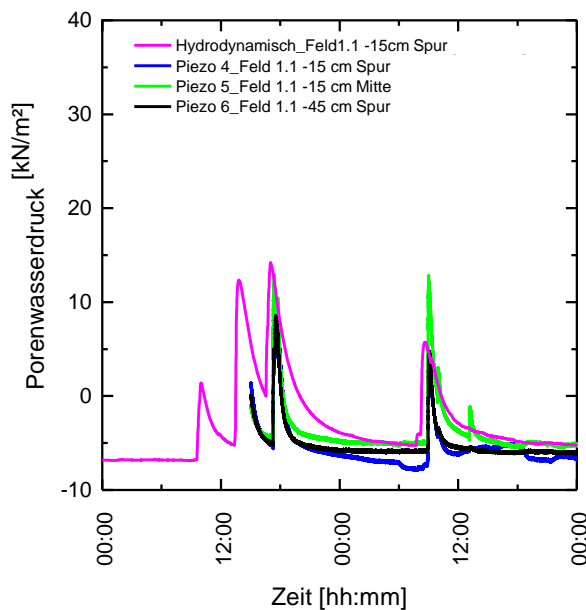


Abb. 4.80: Porenwasserdruckentwicklung im Feld 1.1 während der dynamischen Verdichtung am 09.07. und 10.07.2012

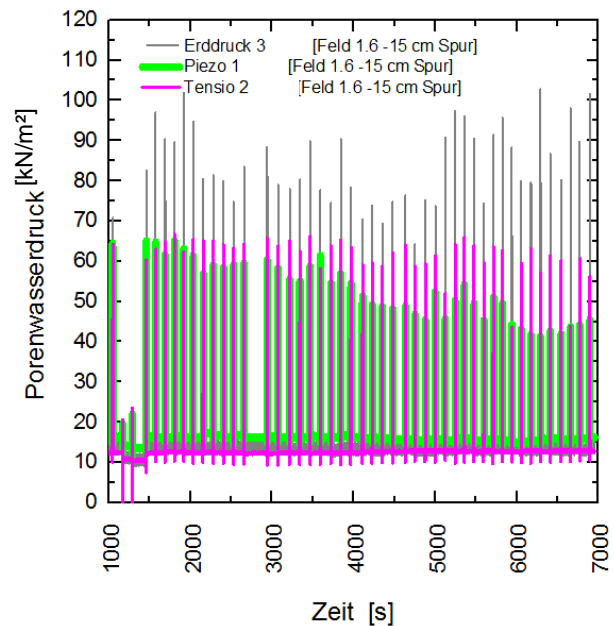


Abb. 4.81: Vertikalspannungen und Porenwasserdruckspannungen im Feld 1.6 am 27.07.2012 (Lastübergang  $N_{10} = 650$  bis 778)

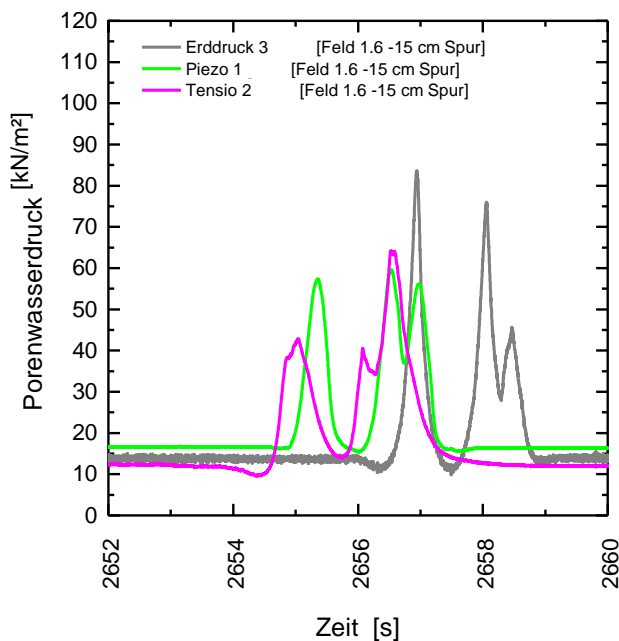


Abb. 4.82: Druckspannung und Porenwasserdruck (Tensiometer und Piezometer) während einer LKW-Überfahrt am 27.07.2012

Die Größenordnung des Grundwertes der beiden Porenwasserdrucksensoren zeigt im Vergleich zur Druckspannung des Erddruckgebers, dass die Vertikalspannungen aus der Schottertragschicht nach mehreren Überfahrten fast komplett über den Porenwasserdruck abgetragen werden. Auch die Zusatzspannungen aus dem Fahrzeug werden zu 75 % über Porenwasserdruck abgetragen.

Ein Anstieg des Porenwasserdrucks führt zu einer unmittelbaren Beeinflussung der Untergrundtragfähigkeit: Die festgestellte Größenordnung des statischen Porenwasserdrucks korrespondiert im Mittel sehr gut mit der in den  $c_u$ -Schächten während der Befahrung festgestellten Reduzierung der mit der Feldflügelsonde gemessenen Scherfestigkeit um rd. 20 kN/m<sup>2</sup> (vgl. Abb. 4.25). Der Abfall der Scherfestigkeit und die Tendenz zum Abbau der Porenwasserdruckspannungen über die Zeit (Abb. 4.78) weisen die statischen Grundwerte des Porenwasserdrucks im Feld 1.6 als Porenwasserüberdrücke aus. Der in Abb. 4.25 dargestellte Anstieg der insitu gemessenen Scherfestigkeit um rd. 30 kN/m<sup>2</sup> rd. 2 Monate nach Beendigung der Überfahung im Herbst 2012 deutet ebenfalls darauf hin, dass sich die Porenwasserdruckspannungen im Feld 1.6 langfristig den Bedingungen im Feld 1.1 annähern<sup>24</sup>.

Cuelho et al. (2014) gehen auf der Basis von Untersuchungen von CHRISTOPHER, 2009 (vgl. Gl. 26), davon aus, dass der CBR-Wert während der von ihnen durchgeführten Überfahrversuche aufgrund des statischen Porenwasserüberdrucks um im Mittel 0,22 % abgefallen ist.

$$\Delta CBR = \frac{\Delta p}{43,12} - 0,179 \quad (\text{Gl. 26})$$

mit

$\Delta p$  Porenwasserdruckdifferenz [kN/m<sup>2</sup>]

$\Delta CBR$  Differenzwert des CBR-Wertes (CBR in [%])

Für diese Untersuchung ergibt sich nach den Zusammenhängen nach Abb. 4.21 für einen statischen Porenwasserdruck von rd. 13 kN/m<sup>2</sup> eine Abnahme des CBR-Wertes um  $\Delta CBR = 0,06 \% \div 0,3 \%$ , nach Gl. 26 um  $\Delta CBR = 0,11 \%$ . Da nicht in allen Testfeldern Porenwasserdruckgeber installiert wurden und die Messungen mit den dokumentierten Unsicherheiten verknüpft sind, wird im Rahmen dieser Untersuchung im Weiteren auf eine rechnerische Berücksichtigung verzichtet.

<sup>24</sup> Die mit der Feldflügelsonde in situ ermittelte Scherfestigkeit wird allgemein als undrainierte Scherfestigkeit beschrieben. Diese muss unter vollständig gesättigten Bedingungen unabhängig vom Porenwasserdruck sein. Inwieweit die In-situ-Messwerte tatsächlich vollständig undrainierte Bedingungen abbilden oder durch Teilsättigung des Drei-Phasen-Gemisches beeinflusst werden, kann hier nicht abschließend bewertet werden.

#### 4.4.6 Beobachtungen beim Rückbau

Abb. 4.83 zeigt die Oberflächenstruktur des Geschiebelehms nach Rückbau der Tragschicht und Bewehrung. Deutlich erkennbar wird, dass in der Spur eine sehr gute Verzahnung (*interlocking*) zwischen Schottergerüst und Bewehrungsstruktur stattfindet. Die Vliesstoffkomponente des eingesetzten Produktes behindert diesen Vorgang augenscheinlich nicht, sondern kann durch die großen Grenzdehnungen der eingesetzten mechanisch verfestigten Vliesstoffe ausweichen<sup>25</sup>. In der Fahrbahnmitte wird demgegenüber die Vliesstoffkomponente gegen den Schotter nach oben gedrückt, die Gitterstruktur schneidet in den Geschiebelehm ein. Der Wechsel der Vliesstoffverformung von der Spur zur Fahrbahnmitte verdeutlicht die oben festgestellten hohen Spannungen in Fahrbahnmitte, die deutlich über dem Eigengewicht des Schotterpaketes liegen. Die Gitterstruktur wirkt hier entgegen einer summarisch nach oben gerichteten Vertikalspannung.

Ähnliche Effekte konnten in der Serie Tostedt II auch für andere Geogitterstrukturen nachgewiesen werden. Abb. 4.84 (links) zeigt das Durchpressen einer unterhalb eines Geogitters liegenden mechanisch verfestigten Vliesstoffkomponente in der Fahrbahnmitte im Feld 2.2. In der Spur wandert das Geogitter gegenüber dem unten liegenden Vliesstoff leicht nach oben. Tendenziell ist dieser Effekt auch in Feld 2.1 mit doppelagiger Bewehrung und größerer Tragschichtdicke ( $h_0 = 0,65 \text{ m}$ ) zu erkennen. Abb. 4.84 (rechts) zeigt die Oberfläche des Geschiebelehms des Feldes 2.4 (gewirktes Geogitter mit unten liegendem mechanisch verfestigten Vliesstoff). Die in allen mit Geogittern ausgerüsteten Feldern der Serien Tostedt I und II gemachte Beobachtung trifft auch hier zu, allerdings weniger deutlich ausgeprägt.

Die Felder, die ausschließlich mit mechanisch verfestigten Vliesstoffen ausgerüstet waren (Feld 1.7 und Feld 2.8), sowie das Feld 2.6 (Gewebe), weisen keine Einschnitte oder deutlich erkennbaren Verzahnungsstrukturen auf. Die Auflagerfläche der mechanisch verfestigten Vliesstoffe ist jedoch deutlich unruhiger als die des Gewebes, das in der Spur deutlich erkennbare Beschädigungen aufwies. In nahezu allen Feldern (Ausnahme mechanisch verfestigte Vliesstoffe) wurde bei der Aufgrabung in der Spur ein leichtes Rückfedern der Bewehrungseinlagen nach oben festgestellt (elastischer Verformungsanteil).

---

<sup>25</sup> Die aufgegrabenen Muster zeigen trotz der starken mechanischen Scheuer- und Einstandsbeanspruchungen nur geringe mechanische Beschädigungen. Einzelne Löcher blieben auf wenige Millimeter begrenzt und waren mit Steinchen besetzt/verschlossen. Eine weitergehende quantitative Auswertung ist Bestandteil zukünftiger Forschungsarbeiten.

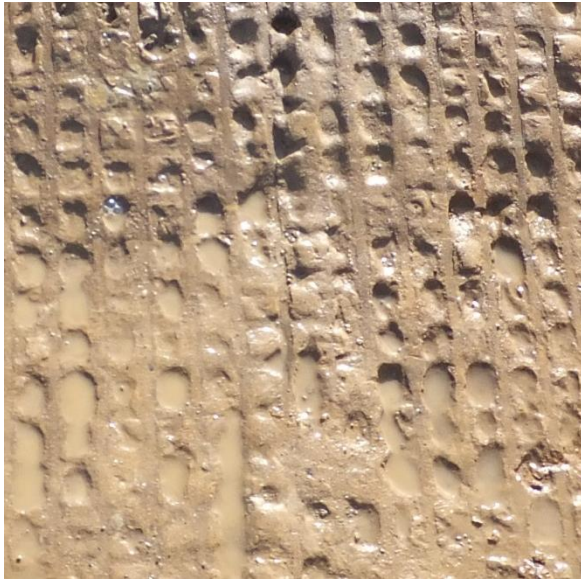


Abb. 4.83: Detailaufnahme OK Geschiebelehm nach Rückbau der bewehrten Tragschicht, links: Eindrückungen der Schotterstruktur zwischen den Geogitterstäben im Spurrillentieften, rechts: Übergang vom Spurrillentieften mit Eindrückungen (Bildvordergrund) zur Fahrbahnmitte mit gegenläufigen Ausbauchungen durch die Gitterstruktur nach oben (Bildhintergrund)



Abb. 4.84: Detailaufnahme Gitterstrukturen nach Rückbau der bewehrten Tragschicht, links: Übergangsbereich von der aufgewölbten Fahrbahnmitte mit fehlender Verzahnung und hochgedrücktem Vliesstoff (linke Bildhälfte) zum Spurrillentieften mit Verzahnung (rechte Bildhälfte) (Tostedt II, Feld 2.2; hexagonales Geogitter mit mechanisch verfestigtem Vliesstoff), rechts: Oberfläche Geschiebelehm mit wenig ausgeprägter Verzahnung (Bildvordergrund) und Übergangsbereich zur Fahrbahnmitte mit Eindrückungen der Gitterstruktur in den Geschiebelehm (Bildhintergrund) (Tostedt II, Feld 2.4 gewirktes Geogitter mit mechanisch verfestigtem Vliesstoff)

## 4.5 Bewertung

Entsprechend der Zielsetzung werden in die Bewertung der eigenen Ergebnisse die Ergebnisse der Versuchsserien Tostedt II sowie Montana I und Montana II einbezogen. Tabelle 4.7 gibt zum leichteren Verständnis der nachfolgenden Bewertung eine Übersicht über die Konzeption der Testfelder Tostedt I und II im Vergleich zu den Testfeldern Montana I und II analog zu Tabelle 2.4. Die Serie Tostedt I weist mit der Variation der Lagenanzahl und Dehnsteifigkeit bei sonst gleicher Produktstruktur ein Alleinstellungsmerkmal auf. Die Serie Tostedt II weist eine hohe Ähnlichkeit zu Montana I und II auf, allerdings unter Nutzung von Produkten, die als repräsentativ für den europäischen Raum angesehen werden, und Sicherstellung der Trenn- und Filterfunktion für alle Produktvergleiche.

Ein signifikanter Unterschied wird für die Serien Tostedt und Montana durch die unterschiedliche Beanspruchung dokumentiert. Die Testfelder Montana wurden auf 8-t-Standardachsen ausgelegt und nur unter Betrachtung der Gesamtbeanspruchung (*Truck Pass*) bewertet. Durch die leichte Vorderachse und die unter 8 t liegenden Achslasten der hinteren Achsen (vgl. Tabelle 4.7) entspricht in den beiden Testserien Montana I und II unter Ansatz der Beziehung nach Gl. 9 eine Überfahrt nur rd. 1,95 8-t-Standardachsen ( $N_{8t} = 1,95$  je Überfahrt). Die Testfelder Tostedt wurden demgegenüber auf eine 10-t-Standardachse ausgelegt, wie sie bei europäischen Baufahrzeugen üblich ist, und der LKW (Abb. 4.85) entsprechend aufgeladen. Eine Überfahrt entspricht  $\geq 2,4$  10-t-Standardachslasten. Demzufolge wurden die Felder Tostedt bei einer Überfahrt gegenüber den Testfeldern Montana etwa der dreifachen Beanspruchung ausgesetzt ( $N_{10t, Montana}$  je LKW-Überfahrt = 0,88;  $N_{10t, Tostedt}$  je LKW-Überfahrt  $\geq 2,4$ ). Durch den geringeren Radstand und das höhere Gesamtgewicht ergibt sich bei dem Belastungsfahrzeug Tostedt zudem gegenüber dem Belastungsfahrzeug Montana (Abb. 4.86) eine um 67 % höhere statische Ersatzlast von  $279 \text{ kN} / (2,14 \text{ m} \cdot 4,97 \text{ m}) = 26,2 \text{ kN/m}^2$  gegenüber  $206 \text{ kN} / (2,19 \text{ m} \cdot 5,98 \text{ m}) = 15,7 \text{ kN/m}^2$  und damit eine entsprechend größere Setzungsmulde unter dem Belastungsfahrzeug mit entsprechenden Zerrungen im Gesamtsystem.

Die auftretenden Spannungszustände werden vorwiegend durch die Größe der Verkehrslast beeinflusst. Der qualitative Verlauf der Verformungen ist zwar weitgehend unabhängig von der Untergrundtragfähigkeit; die Verkehrsbeanspruchung, Untergrundtragfähigkeit sowie Steifigkeit der Gesamtkonstruktion sind jedoch erwartungsgemäß für die quantitative Größe der Verformungen bestimmend.

Für das Verhältnis der Schädigung einer Konstruktion durch die Anzahl der Lastübergänge ist gemäß Kap. 2.3.1 für Aufbauten mit Deckschichten die 4.-Potenz-Funktion anzusetzen (vgl. Gl. 9), wobei auch größere Werte diskutiert wurden. Fehlt die Deckschicht, ist nach Kap. 2.3.1.2 bei direkter Befahrung mit nochmals höherer Beanspruchung zu rechnen.

Tabelle 4.7: Konzeption der Testfelder Tostedt I und II sowie Montana I und II

	Tostedt I	Tostedt II	Montana I	Montana II
Zielsetzung				
Produktvergleiche		X	X	X
Ableitung BCR-/LCR-Werte	X	X	X	X
Validierung von Bemessungsansätzen	X			X
gewählte Randbedingungen				
Anzahl der Testfelder	8	8	12	17
Testfeldlänge [m]	15	15	15	17,4
Achslast 1 / 2 / 3 [t] Gesamtlast [t] / N <sub>10</sub> /Überfahrt	7,8 / 10,1 / 10 27,9 / 2,41	7,8 / 10,4 / 10,3 28,5 / 2,66	5,3 / 7,8 / 7,7 20,9 / 0,88	5,0 / 7,9 / 7,7 20,6 / 0,88
Filterstabilität Planum vs. ToB (hydrodynamisch)			X	
Trenn- und Filterfunktion bei allen Produkten	X	X		1)
unterschiedliche Produktgruppen	Secugrid/ Combigrid	X	X	X
Δ Lagenanzahl n	X			
Δ Dehnsteifigkeit bei sonst gleicher Produktstruktur	X			
Δ Schichtmächtigkeit bei sonst gleichem Aufbau	X	X		X
reduzierte Variabilität der Kennwerte	X			
CBR-Wert des Untergrundes <sup>2)</sup> [%]	2,06	1,33	1,80	1,64 <sup>3)</sup> <u>1,79</u> 2,17 <sup>3)</sup>
Tragschichtdicke h <sub>0</sub> [m]	0,2 <u>0,4</u> 0,65	<u>0,5</u> 0,65	0,2	<u>0,28</u> 0,41 <sup>4)</sup> 0,63 <sup>4)</sup>

<sup>1)</sup> nur bei zwei Testfeldern mit Gewebe und Vliesstoff

<sup>2)</sup> Mittelwerte über alle Testfelder

<sup>3)</sup> bewehrte Felder mit gleichem Produkt

<sup>4)</sup> Kontrollfelder

Allerdings zeigen die Testfelder mit steifen Gesamtkonstruktionen (Tostedt, Felder 1.1 und 2.1) deutlich, dass bei ausreichend steifer Konstruktion auch die direkte Befahrung nicht zu großen Schäden führen muss. Dennoch verdeutlicht Abb. 4.87, dass der Schädigungsverlauf bei einfacher Umrechnung unter Nutzung der 4.-Potenz-Funktion eine massive Abweichung gegenüber sonst gleichen Randbedingungen ergibt.



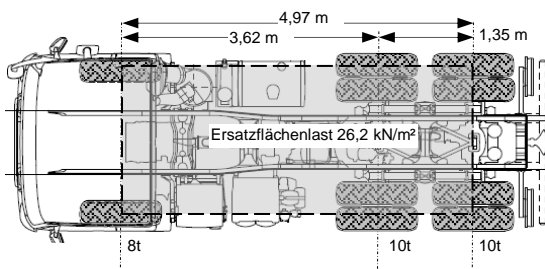
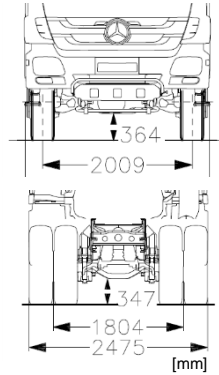


Abb. 4.85: Belastungsfahrzeug ( $\geq 27,9$  t) Tostedt I und II, drei angetriebene Achsen (Allrad)

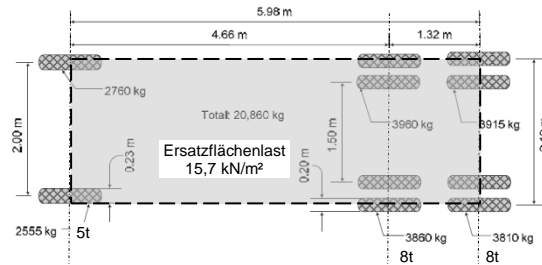


Abb. 4.86: Belastungsfahrzeug (20,9 t) Montana I, zwei angetriebene Hinterachsen (Cuelho & Perkins, 2009)

Der Verlauf der Schädigungsfunktion nach Abb. 4.87 ergibt einen im Mittel um 80 % größeren Exponenten der Schädigungsfunktion und damit einen Exponenten von 7,2 statt 4 für die stärkere Schädigung infolge einer 10-t-Standardachse im Vergleich zu einer 8-t-Standardachse. Eine Gegenüberstellung für die unbewehrten Testfelder ergibt analog zu Abb. 4.87 einen um 40 % höheren Exponenten, d.h. 5,6 statt 4. Im Folgenden wird dieser Einfluss weiterführend diskutiert. Weiter ist hierbei zu beachten, dass die Kontrollfelder Tostedt im Gegensatz zu den Kontrollfeldern Montana mit einem Trenn- und Filtervlies ausgerüstet waren.

Bei näherer Betrachtung spiegelt die Untersuchung wieder, in welchem Maße eine unbewehrte Tragschicht durch eine in beiden Untersuchungen identische Bewehrung gegen Schädigungen geschützt wird. Bei erhöhter Verkehrsbeanspruchung durch eine 10-t-Achse ist der Einfluss einer sonst identischen Bewehrungslage geringer. Im Umkehrschluss ergibt sich hieraus die Forderung, bei erhöhter Verkehrsbeanspruchung die Bewehrung überproportional zu verstärken. Aus diesem Zusammenhang ergibt sich unmittelbar die Erklärung, warum sowohl in den Testfeldern Montana als auch in den Testfeldern Tostedt II Produkte mit geringer Dehnsteifigkeit in Längs- und Querachse und geringer Radialsteifigkeit (u.a. hexagonale Produkte mit geringen Reserven in Längs- und Querrichtung, vgl. z.B. Abb. 2.40) unerwartet geringe Stabilisierungseffekte liefern. Offensichtlich reichen die Steifigkeiten nicht aus, die Verformungen der Tragschicht bei hohen Beanspruchungen, ob aus geringen Untergrundtragfähigkeiten, aus hohen Verkehrsbeanspruchungen oder aus einer Kombination, ausreichend zu begrenzen und damit das Korngerüst zu stabilisieren.

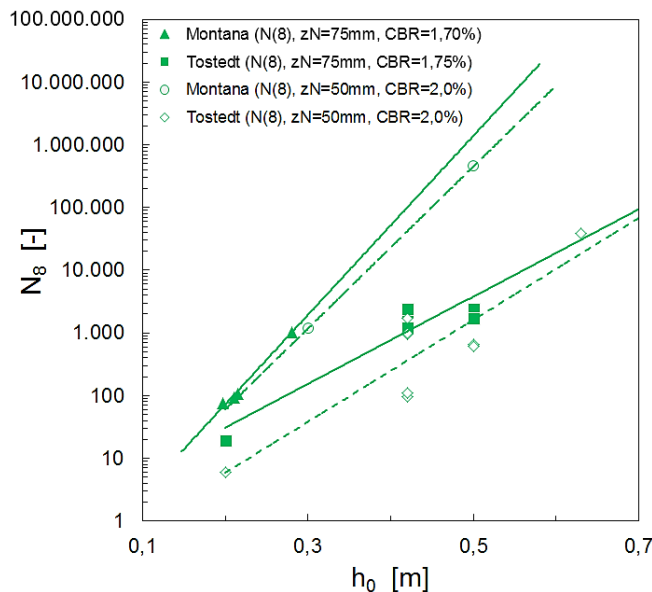


Abb. 4.87: Schädigungsverlauf in Abhängigkeit der Lastübergänge  $N_8$  nach Umrechnung der Lastübergangszahlen  $N_{10}$  (Tostedt) auf  $N_8$  nach 4.-Potenz-Gesetz (vgl. Kap. 2.3.1) im Vergleich zur Schädigungsfunktion Montana ( $N_8$ ) für sonst gleiche Randbedingungen

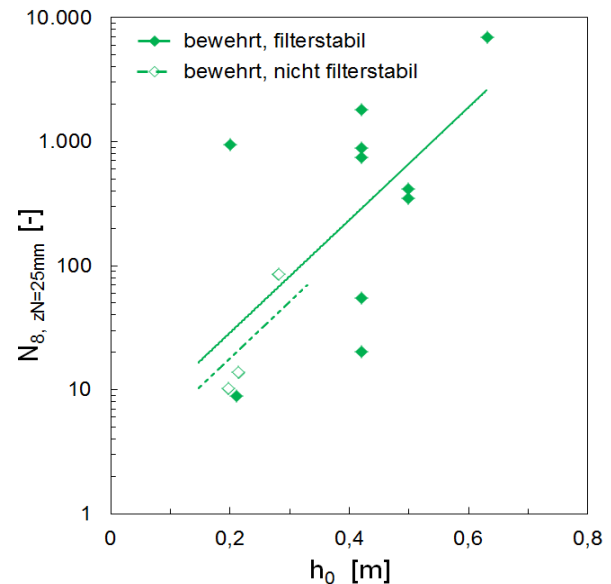


Abb. 4.88: Auswertung von Testfeldern mit filterstabiler und nicht filterstabiler Schichtgrenze bei 25 mm Spurrille

In der Abb. 4.88 ist eine kombinierte Auswertung der Testfelder Montana und Tostedt aufgetragen, die nach Umrechnung mit erhöhten Exponenten möglich wird. Die Einzelwerte streuen aufgrund der unterschiedlichen CBR-Werte des Untergrundes stark. Dennoch ist erkennbar, dass die Lastübergänge der Testfelder mit nicht filterstabiler Schichtgrenze Untergrund/Tragschicht im Mittel unter denen der filterstabil ausgeführten Testfelder liegen. Der Faktor der zusätzlichen Überfahrten bei filterstabiler Ausführung liegt bei rd. 1,6. Die in Kap. 2.4.2 anhand von theoretischen Überlegungen und speziellen Untersuchungen gezeigten und in Kap. 2.5.2.1 für die Testfelder Montana diskutierten Zusammenhänge zum Einfluss einer Filterlage werden hier unmittelbar bestätigt. Unter Einbeziehung dieses Einflusses ergibt sich für den Schädigungseinfluss aus der Achslast eine Erhöhung des Exponenten auf rd. 7,9 für die unbewehrten Felder, der in der gleichen Größenordnung liegt wie für die bewehrten Felder (7,2). Es wird empfohlen, für beide Situationen einheitlich einen Schädigungsexponenten von mindestens 8 für die Umrechnung von 8-t-Standardachsen zu 10-t-Standardachsen bei direkt befahrenen unbewehrten und bewehrten Schüttungen zu verwenden.

Damit ist eine direkte Gegenüberstellung und gemeinsame Auswertung der Testfelder Montana und Tostedt aufgrund der nicht vorhandenen Filterstabilität der Testfelder Montana und der erhöhten Verkehrsbeanspruchung Tostedt in Bezug auf die erhöhten Lastübergänge (TBR) ohne rechnerische Anpassung nicht möglich. Beide Testfeldserien werden daher nachfolgend getrennt auf eine Anwendbarkeit von aus der Literatur bekannten Zusammenhängen getestet.



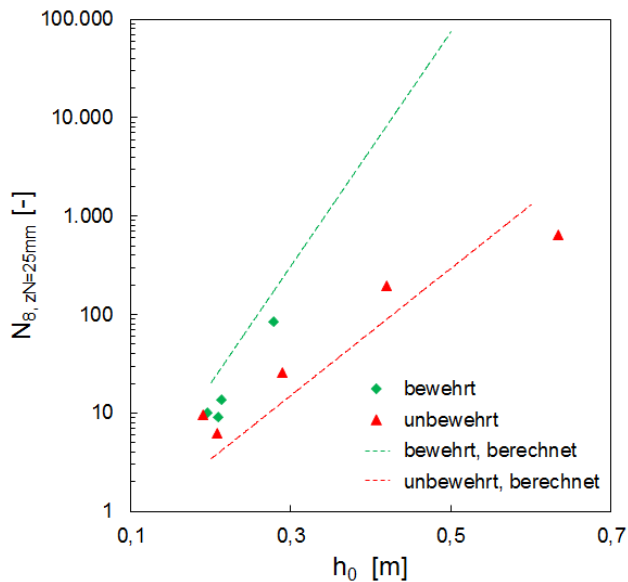


Abb. 4.89: Gegenüberstellung von Testfelderergebnissen (Montana) und berechneten Ergebnissen, mittlerer CBR-Wert 1,7 %

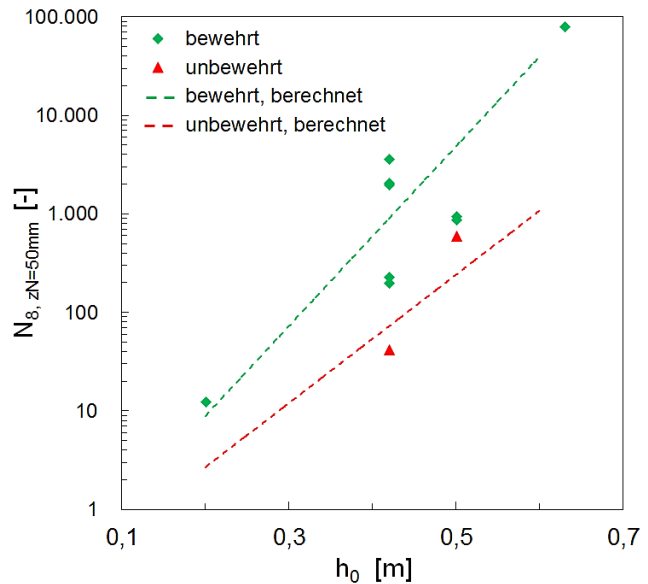


Abb. 4.90: Gegenüberstellung von Testfelderergebnissen (Tostedt I und II) und berechneten Ergebnissen, mittlerer CBR-Wert 2,0 %

Die Beobachtung, dass der qualitative Verlauf der Schädigungsfunktion weitgehend unabhängig vom CBR-Wert des Untergrundes ist, deckt sich mit den Beobachtungen von Chaddock (1988). Erwartungsgemäß kann die von Chaddock (1988) aufgestellte Beziehung für bewehrte und unbewehrte Tragschichten mit Anpassungen übernommen werden. Für diese Untersuchung wurden sowohl für die Testfelder Montana als auch Tostedt Formulierungen analog Gl. 23 angewendet. Unter Einbeziehung der Spurrillentiefe  $z_N$ , die im direkten Bezug zur Schädigung einer Tragschicht steht, ergibt sich die modifizierte Formulierung nach Gl. 27.

Abb. 4.89 zeigt eine Gegenüberstellung von Testfelddaten Montana für bewehrte und unbewehrte Felder für eine Spurrillentiefe  $z_N = 25$  mm und Nachrechnungen nach Gl. 27 für den bewehrten Fall, für den eine annehmbare Übereinstimmung gefunden wird. Für die Testfelder Tostedt ist, wie in Kap. 4.3 erläutert, eine einfache Korrelation der Testfelddaten ohne Berücksichtigung der CBR-Werte je Testfeld nicht möglich; allerdings zeigt die Formulierung nach Gl. 27 auch hier, exemplarisch dargestellt für eine Spurrillentiefe  $z_N = 50$  mm (Abb. 4.90), eine gute qualitative Übereinstimmung für den mittleren CBR-Wert aller Testfelder (CBR = 2,0 %). Der Koeffizient  $a$  in Gl. 27 ist dabei für den unbewehrten Fall zu 50 % anzusetzen. Damit ist die rechnerische Abbildung der Testfelder Montana und Tostedt vereinfacht unter Berücksichtigung der Spurrillentiefe, des CBR-Wertes und der Tragschichthöhe  $h_0$  möglich und auf die jeweilige Verkehrsbeanspruchung sowie Situation an der Schichtgrenze (filterstabil/nicht filterstabil) übertragbar.

$$N_{8,z_N} = 17 \cdot 10^{-3} \cdot CBR_U^3 e^{((a+b \cdot z_N) \cdot h_0)} \quad (\text{Gl. 27})$$

mit

$N_{8,z_N}$	Anzahl der Lastübergänge (8 t) [-] bis zum Erreichen einer Spurrillentiefe von $z_N$ [mm]
$CBR_U$	CBR-Wert des Untergrundes [%]
$h_0$	Tragschichtmächtigkeit, bewehrt [m]
$z_N$	Spurrillentiefe
$a; b$	Koeffizienten in Abhängigkeit der Beanspruchung und Feldbedingungen

Die zusätzlich möglichen Lastübergänge durch die Bewehrung einer Tragschicht ergeben sich gegenüber den unbewehrten Testfeldern der jeweiligen Teststrecke als Traffic Benefit Ratio (TBR). Für geringe Tragschichtstärken liegt der TBR-Wert bei rd. 3,5. Der Bewehrungseffekt kann den Verlust der Scherfestigkeit infolge der Verformung zwar ausgleichen, der Einfluss ist aber begrenzt. Mit zunehmender Steifigkeit der Tragschicht vergrößert sich der Einfluss der Bewehrung infolge der verbesserten Stabilisierung und Abstimmung zwischen Tragschichtstärke und Beanspruchung gegenüber der Untergrundtragfähigkeit. Für eine Tragschichtstärke von 0,28 m entspricht der TBR-Wert näherungsweise dem von Cuelho et al. (2014) angegebenen Wert (6,6). Der gleiche Zusammenhang ergibt sich für die Testfelder Tostedt mit geringen Abweichungen, die sich bedingt durch die unterschiedliche Versuchskonstellation ergeben. In Abb. 4.91 ist der rechnerische TBR-Wert als Mittel der Testfelder Montana und Tostedt aufgetragen.

Im Hinblick auf eine Extrapolation der TBR-Werte auf höhere Tragschichtdicken als die untersuchten ist zu beachten, dass für den Einfluss der Bewehrung sowohl im Hinblick auf die verbaute Dehnsteifigkeit als auch die Tragschichthöhe nach Kap. 4.4.3 ein Maximalwert zu erwarten ist. Danach müsste der TBR-Wert mit zunehmender Tragschichthöhe einen Übergang zu einem konstanten Wert oder darüber hinaus sogar einen Abfall zeigen.

Die in dieser Untersuchung gemessenen Porenwasserüberdrücke von 20 ÷ 30 kN/m<sup>2</sup> während der Verdichtung und bis zu 80 kN/m<sup>2</sup> bei Überfahrt eines LKW liegen um mehr als eine Zehnerpotenz über den Druckdifferenzen von rd. 0,2 kN/m<sup>2</sup>, die entsprechend der Diskussion in Kap. 2.5.2.1 (Montana I und II) zu suffosiven Erosionsprozessen in der Schichtgrenze Untergrund/Tragschicht führen. Die Notwendigkeit einer Verschiebung des erforderlichen Abstandsverhältnisses zwischen Soll- und Istwert einer Filterbemessung unter hydrostatischen Bedingungen bei der Übertragung bzw. Anwendung auf hier vorliegende hydrodynamische Bedingungen, wie in Kap. 2.5.2.1 empfohlen, wird damit unterstrichen und bestätigt.

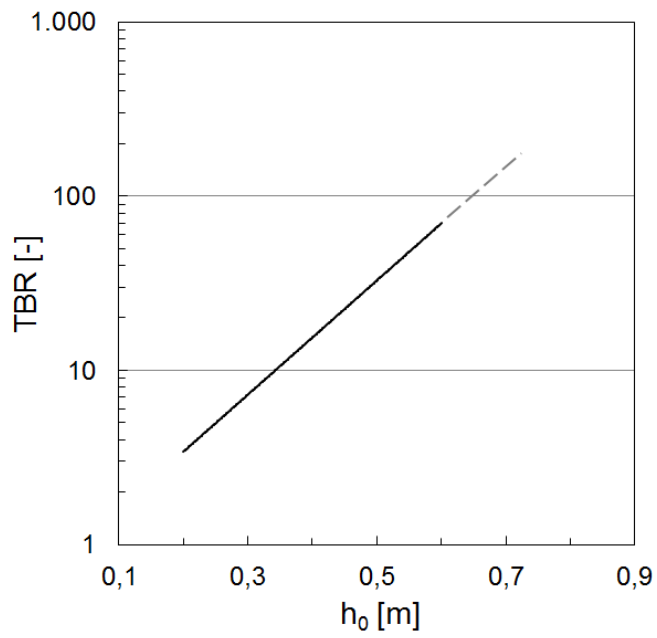


Abb. 4.91: Traffic Benefit Ratio (TBR) für die Testfelder Tostedt und Montana, ausgewertet für die Produktgruppe Secugrid® bei CBR = 1,7% und  $N_8$  sowie filterstabiler Ausbildung der Schichtgrenze zum Untergrund

## 5. Feldversuche in ungebundenen Schichten des Straßenbaus<sup>26</sup>

### 5.1 Bauklasse I/II, Ortsumfahrung Altenberge

#### 5.1.1 Baumaßnahme

Im Rahmen der neuen, radial um den Ortskern der Stadt Altenberge geführten Südumgehung K50n ergab sich die Möglichkeit zur Instrumentierung einer Straße der Bauklasse I/II. Der anstehende Baugrund ist durch ca. 0,7 m bis 1,8 m mächtige Geschiebelehm- und im Liegenden Geschiebemergelschichten unter einer geringmächtigen Mutterbodenauflage gekennzeichnet.

Der Geschiebelehm wies zum Zeitpunkt der Baugrunderkundung eine steife bis halbfeste Konsistenz auf, neigt aber bei Wasserzutritt zum Aufweichen und bei Austrocknung zur Rissbildung. Er ist als mittelplastischer bis ausgeprägt plastischer Ton in steifer Konsistenz anzusprechen. Der Wassergehalt liegt im gesättigten Bereich. Eine Tiefenabhängigkeit der ermittelten Bodenkennwerte in einer Tiefe von 0,2 m bis 0,5 m unter OK Planum konnte nicht festgestellt werden, die Kennwerte wurden daher über drei unmittelbar an den Messquerschnitt angrenzende Schürfe gemittelt. In Tabelle 5.1 sind die Kennwerte und die Ableitung der undrainierten Scherfestigkeit zusammengestellt. Abb. 5.1 zeigt den Anstieg der Festigkeit ab einer Tiefe von rd. 0,4 m. Bei einer Spannung von 0,25 MN/m<sup>2</sup> zeigt der Geschiebelehm eine ausgeprägte Zusammendrückung, reagiert unter wiederholter Belastung allerdings stark elastisch, Abb. 5.2.

Da die Trasse eine Niederung mit einem Vorfluter der Altenberger Höhe kreuzt und damit schwankende Grundwasserstände zu erwarten sind, wurde ein duktiler Aufbau umgesetzt, der Untergrundverformungen schadlos folgen kann.

Der Aufbau nach Abb. 5.3 weicht im unteren Bereich des Aufbaus deutlich vom Regelaufbau nach RStO 01 ab. Die erforderliche Bodenverbesserung wurde in den Gesamtaufbau integriert. Der Aufbau wurde durch zwei Lagen dehnsteifer Geogitter Secugrid® 40/40 Q6 (PET) bewehrt. Die obere Lage der Geogitter liegt dabei bei einer Analogiebetrachtung zu Regelaufbauten nach RStO bereits oberhalb des Planums bzw. der Gründungsebene mit einer Mindestanforderung von  $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ .

Die Arbeiten von der Freilegung des Planums bis zur Fertigstellung der Asphaltdecke wurden zwischen Mai und September 2009 ausgeführt. Der Einbau der ersten Geogitterlage erfolgte am 14.07.2009 und der zweiten am 17.08.2009. Mit dem Einbau der Asphaltschichten im Bereich des Messquerschnittes wurde am 07.09.2009 begonnen. Die letzte Folgemessung erfolgte am 02.05.2015.

---

<sup>26</sup> Veranlassung, Aufbauten und Teilergebnisse sind in Vollmert et al. (2014) beschrieben. Die Daten des Kap. 5.1 wurden teilweise von Meshkinghalam (2015) aufbereitet.

Ø Wassergehalt $w_n$ $z_{PL} = -0,2 \dots -0,5 \text{ m}$	30,7 %
Ø Fließgrenze $w_L$ $z_{PL} = -0,2 \dots -0,5 \text{ m}$	75,5 %
Ø Ausrollgrenze $w_p$ $z_{PL} = -0,2 \dots -0,5 \text{ m}$	27,9 %
Plastizitätszahl $I_p$	47,6 %
Konsistenzzahl $I_c$	0,94
Ø Feuchtdichte $\rho_f$	1,89 g/cm <sup>3</sup>
Ø Trockendichte $\rho_d$	1,46 g/cm <sup>3</sup>
Kalkgehalt	14,7 %
Scherfestigkeit $\tau_{f,p}$	63,3 kN/m <sup>2</sup>
Scherfestigkeit $\tau_{f,r}$	20,6 kN/m <sup>2</sup>
Scherfestigkeit $c_u$ aus $c_u \approx 0,5 \cdot \tau_{f,p}$	31,6 kN/m <sup>2</sup>

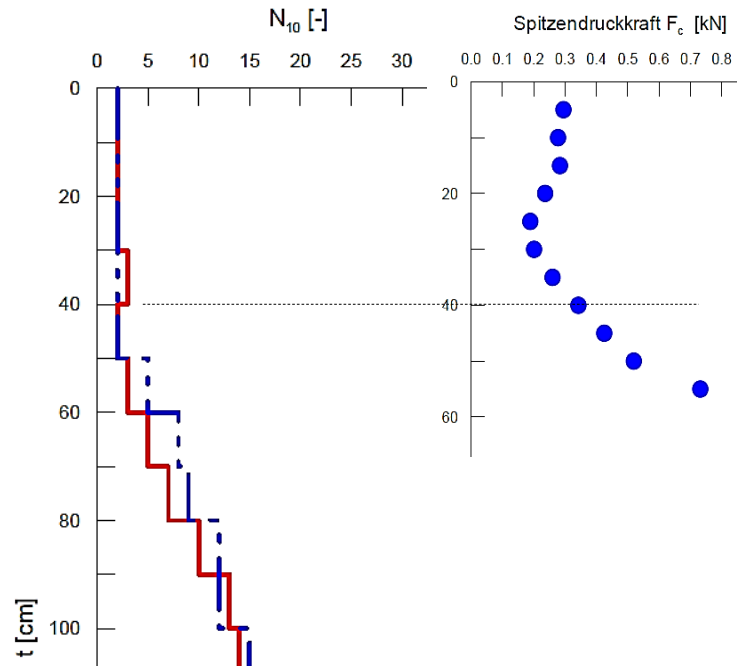


Tabelle 5.1: Bodenmechanische Kennwerte des Geschiebemergels, Planum Altenberge, Schurf 1 bis 3 im Nahbereich zum Messquerschnitt

Abb. 5.1: Ergebnisse zweier Rammsondierungen (DPL10) im Nahbereich des Messquerschnittes und ergänzende Untersuchung der oberen Baugrundsicht mit einem Feldpenetrometer ( $A = 2,3 \text{ cm}^2$ )

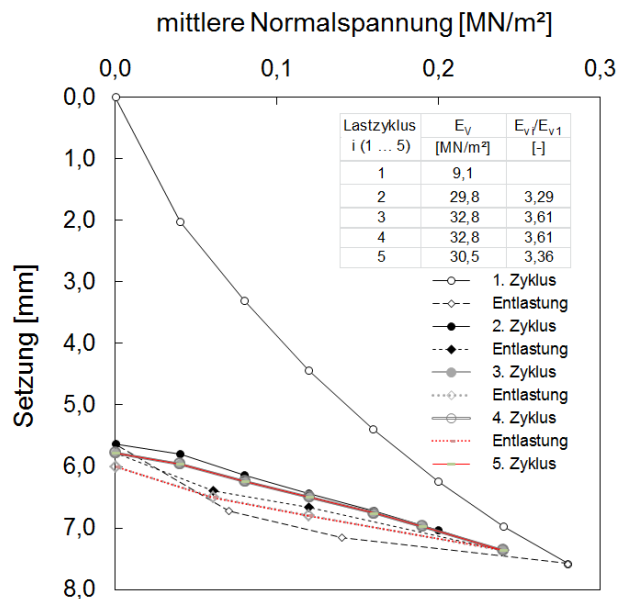


Abb. 5.2: Plattendruckversuch auf dem Erdplanum bei bis zu fünf Lastzyklen

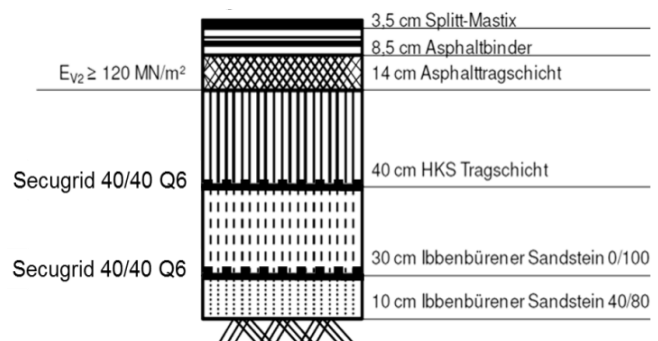


Abb. 5.3: Aufbau K50n in Anlehnung an RStO 01, Tafel 1, BK I, Zeile 3 oder 5 (Schottertragschicht auf Frostschuttschicht bzw. frostunempfindlichem Material)

### 5.1.2 Messkonzept

Als Untersuchungsquerschnitt wurde ein Querschnitt nahe des Durchlasses des Vorfluters gewählt (Abb. 5.4), da im Rahmen der Aushubarbeiten für die Verrohrung des Vorfluters ein ca. 2,0 m tiefer Baugrundaufschluss bestand und damit die Baugrundsituation gut bekannt war. Ergänzend wurden direkt neben dem Messquerschnitt Schürfe für die weitergehenden Baugrunduntersuchungen angelegt.

Zur Erfassung der vertikalen Verformungen wurde oberhalb der ersten Bewehrungslage ein Horizontalinklinometer angeordnet, das die gesamte Straßenbreite erfasst (Abb. 5.4, Abb. 5.5). Der Ansatzpunkt wurde fortlaufend eingemessen.

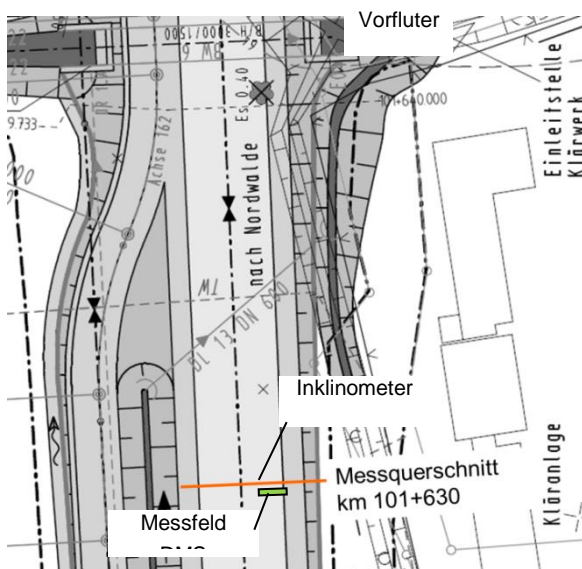


Abb. 5.4: Lageplan des Messquerschnittes

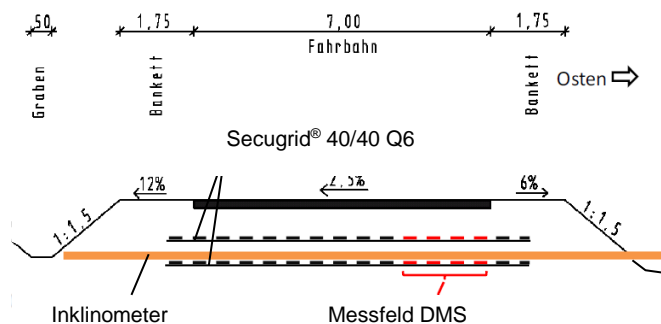


Abb. 5.5: Querschnitt Instrumentierung

Das Messkonzept sah weiter eine messtechnische Erfassung der Dehnungen in Bewehrungsebene in und quer zur Straßenachse vor. Hierzu wurden quer zur Fahrspur je Geogitterlage je fünf Dehnungsmessstreifen (DMS) in einem Abstand von 0,5 m zueinander auf einem Geogitterstreifen installiert. An jeder Messstelle wurde zudem ein DMS in Fahrtrichtung appliziert. Hierdurch wird die Messung der Überfahrt und der Dehnungsverteilung in Abhängigkeit der Lastausbreitung möglich. Die Temperatur in der Bewehrungsebene wird jeweils über Temperaturgeber PT100 gemessen. Abb. 5.6 und Abb. 5.7 zeigen die Lage und Bezeichnung der Messstellen.

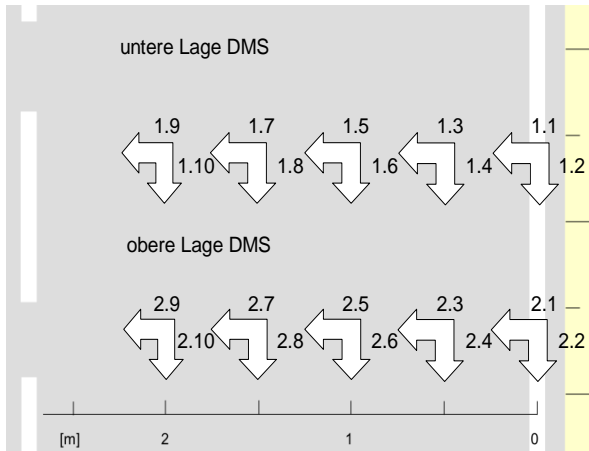


Abb. 5.6: Lage der DMS-Messstellen im Messfeld quer und längs zur Fahrspur; die Messstellen 1.1 bis 1.10 und 2.1 bis 2.10 liegen dabei jeweils vertikal übereinander



Abb. 5.7: Messstellen 2.1 bis 2.10 nach Lageausrichtung auf Basis tachimetrischer Einmessung und vor Überschüttung mit HKS 0/32 mm

Die Instrumentierung mit DMS erfolgte auf zwei 4,75 m x 4,75 m großen Mustern Secugrid® 40/40 Q6. Die DMS wurden jeweils an der Unterseite und der Oberseite eines Bewehrungsstabes angeordnet, gegen mechanische Beschädigung geschützt und als momenten- und temperatur-kompensierte Vollbrücken angelegt. Die fertig vorbereiteten Muster wurden nach der Verlegung der jeweiligen Bewehrungslage durch den Baubetrieb auf Abruf angeliefert und im Messfeld eingebaut. Hierzu wurde ein entsprechender Teilbereich des schon verlegten Geogitters entfernt und der Instrumentierungsbereich mit ausreichend großer Überlappung (> 0,5 m) eingebaut.

Die Einbaulage der DMS wurde tachimetrisch erfasst, um eine lagegenaue Anordnung der zweiten Messstellenreihe oberhalb der Ersten zu erreichen. Durch dieses bereits mehrfach erprobte Vorgehen werden der Baubetrieb und der planmäßige Bauablauf geringstmöglich gestört und der Erdbau kann „in einem Zug“ mit den angrenzenden Bereichen ausgeführt werden.

Die vertikalen Verformungen (Inklinometer) und die statischen Dehnungen an den Geogittern wurden ausgehend von der Verlegung der Bewehrung über die Bauphase (Einbau und Verdichtung, Aufbringen der Asphaltsschichten) bis in die Betriebsphase aufgenommen. Darüber hinaus wurden sowohl während der Verdichtungsarbeit der Schottertragschichten und deren Befahrung durch Baufahrzeuge und Baugeräte als auch in der Betriebsphase nach Herstellung des Gesamtaufbaus Dauermessungen an den Dehnungsmessstellen unter laufendem Verkehr ausgeführt. Ergänzend wurden auf der Oberfläche der Schottertragschicht und auf OK Asphalt statische Plattendruckversuche ausgeführt, um die Absolutwerte aus Überfahrten und statischen Belastungen direkt gegenüberstellen zu können. Weiter wurde der Messquerschnitt mit einem Falling Weight Deflectometer (FWD) belastet und zeitgleich die Dehnungen an den Geogittern aufgenommen. Nachfolgend werden einzelne, repräsentative Versuchsergebnisse dargestellt.

### 5.1.3 Messergebnisse

#### 5.1.3.1 Inklinometermessungen und Verformungsmodul

Ausgehend von der Nullmessung des Inklinometers auf der ersten Geogitterlage nach Überschüttung ergab sich im Bauzeitraum eine Absenkung des Bankettbereiches von rd. einem Zentimeter (Abb. 5.8). Auffällig ist die Ausbildung von deutlich erkennbaren Spurrillen während der Bauphase vor Aufbringen der Asphaltschichten. Weitere Verformungen bzw. Lageveränderungen ergaben sich während des Einbaus der Frostschutzschicht und der Verdichtungsarbeit. Der Großteil der Verformungen wurde während der Bauphase vor Einbau der HKS-Schichten (Hartkalkstein) durch die Überfahung zur Anlieferung von Schüttgütern für die weiter südlich liegenden Bauabschnitte eingetragen. Der Gesamtaufbau nach Einbau der HKS-Schichten und vor dem Aufbringen der Asphaltschichten zeigte keine weiteren Lageänderungen in der Ebene der ersten Bewehrungslage.

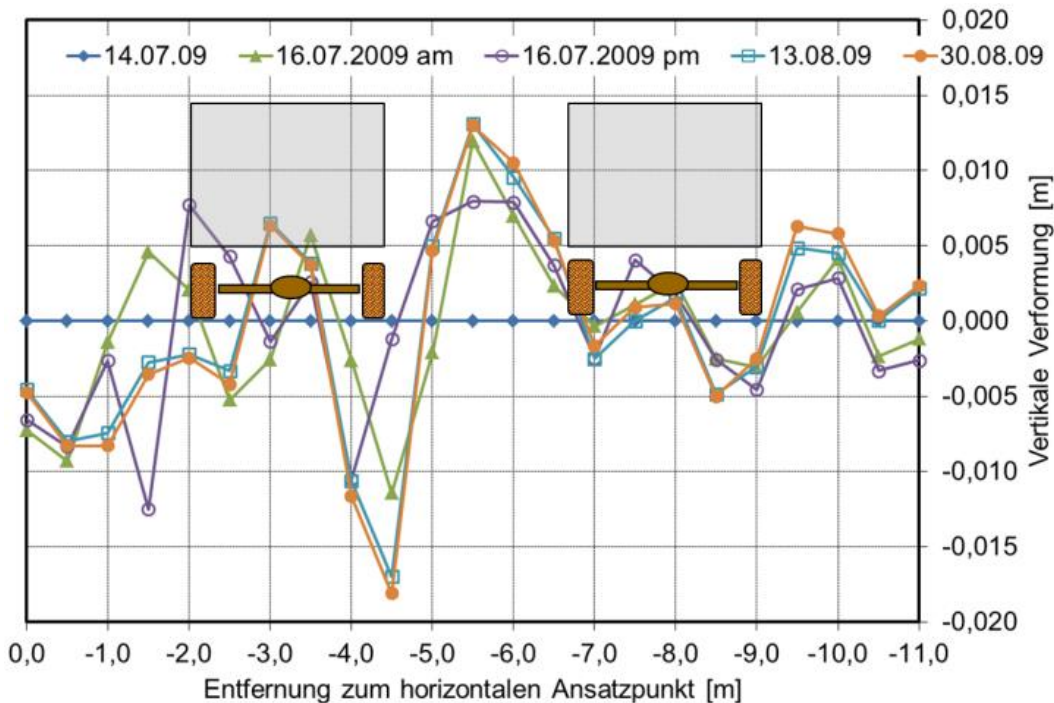


Abb. 5.8: Horizontalverformungen in der Ebene der unteren ersten Bewehrungslage vom Einbauzeitpunkt bis kurz vor Beginn des Einbaus der Asphaltschichten



Die geringe Zunahme der Verformungen nach Einbau der Frostschutzschichten korrespondiert mit der Zunahme der Tragfähigkeit um den Faktor 1,85 über eine Liegezeit von rd. 4 Wochen trotz Befahrung der Schichten als Baustraße (Abb. 5.9). Die Folgemessung der Inklinometer vom 05.02.2015 zeigt ein identisches Bild der Vertikalverformung in der Gegenüberstellung zu Messungen vom 02.12.2009, also nach Aufbringen der Asphaltdeckschichten.

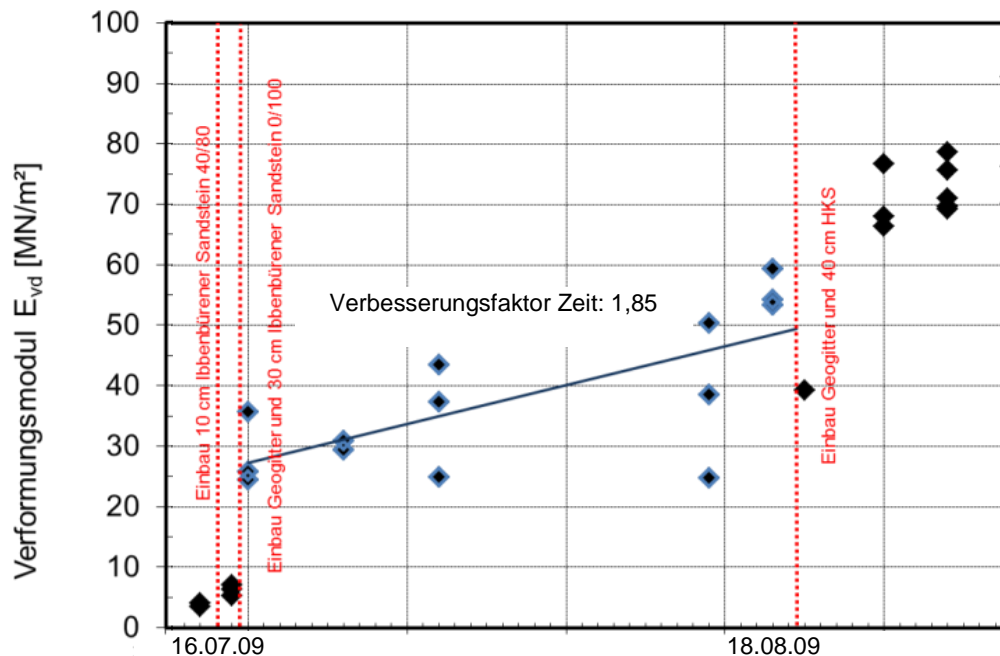


Abb. 5.9: Zeitliche Entwicklung des Verformungsmoduls des bewehrten Bodenaustausches im Bereich des Messquerschnittes

### 5.1.3.2 Verdichtung der Tragschichten

Während der Verdichtung der Tragschichten wurden die Geogitter-Dehnungen der unteren Lage gemessen. Die Verdichtung der Schottertragschicht wurde mithilfe der Vibrationswalze (BMG BW 213-D) mit einer Frequenz von 30 Hz durchgeführt. Die Geogitter-Verformungen wurden mit einer Frequenz von 75 Hz bis 300 Hz gemessen. Abb. 5.10 zeigt den Walzenübergang über die Straßenmitte (Messstellen 100 cm, 150 cm und 200 cm). In diesem Bereich wurden quer zur Straßenachse die höchsten Dehnungen von 0,15 % in der unteren Lage und 0,09 % in der oberen Lage gemessen. Parallel zur Straßenachse sind unter der Walze Dehnungen bis zu 0,28 % in der unteren Lage und der oberen Lage gemessen worden. Die gemessenen Stauchungen an der Messstelle 50 cm sind auf den Einfluss der Walze zurückzuführen.

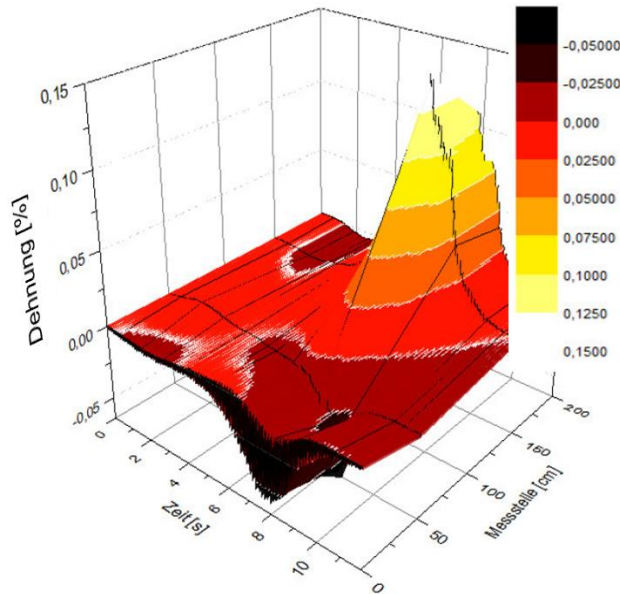


Abb. 5.10: Dehnung der unteren Geogitterlage quer zur Straßenachse bei einer Walzenüberfahrt über die Schottertragschicht; 28.08.2009  
Dehnungen (+), Stauchungen (-)

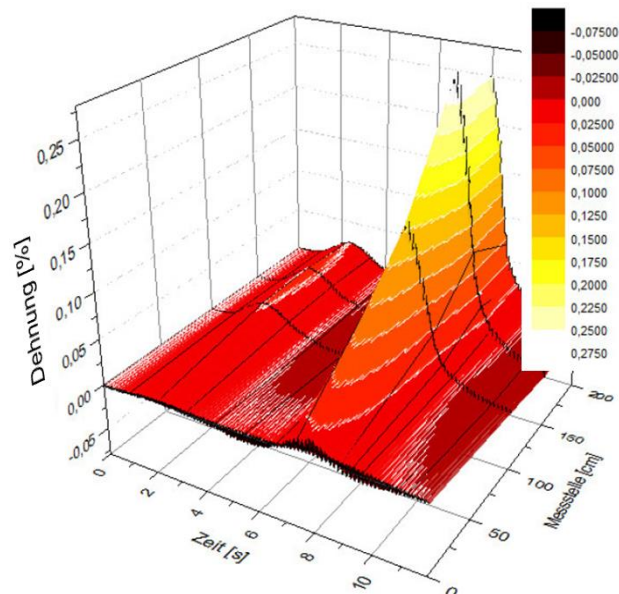


Abb. 5.11: Dehnung der unteren Geogitterlage längs zur Straßenachse bei einer Walzenüberfahrt über die Schottertragschicht; 28.08.2009

#### 5.1.3.3 Überfahrt auf OK Schottertragschicht

Nach Fertigstellung der Schottertragschicht 1087 Stunden nach Einbau der unteren Lage wurden Befahrungen mit einem voll beladenen 40-t-LKW (Sattelzug) mit 10 km/h durchgeführt und die zyklisch-dynamischen Dehnungen gemessen. Die Einwirkungen der 5 Achsen auf die Geogitter-Verformung können durch die jeweiligen lokalen Minima und Maxima erkannt werden (Abb. 5.12). Im Verlauf der Geogitter-Verformung treten parallel zur Straßenachse trotz der unterschiedlichen Achslasten relativ identische Maxima auf. Während der Überfahrt wurden in der unteren Lage und quer zur Straßenachse bei der Überfahrt der zwei vorderen LKW-Achsen geringere lokale Maxima gemessen als bei der Überfahrt der drei hinteren Achsen. Aus den Verläufen der Geogitter-Verformungen ist zu erkennen, dass, während das Rad über die mittlere Messstelle (Messstelle 100 cm) fährt, unter dem Rad und auf beiden Seiten des Rades (Messstellen 50 cm und 150 cm) im Geogitter sowohl quer als auch parallel zur Achse Dehnungen gemessen werden. Zu diesem Zeitpunkt wurden an den äußeren Messstellen (0 cm und 200 cm) Stauchungen quer zur Straßenachse gemessen. In dieser Richtung betragen die Dehnungen in der unteren Lage bis zu 0,02 % und die Stauchungen bis zu -0,008 %. In der oberen Lage liegen die Dehnungen bei bis zu 0,026 % und die Stauchungen bei bis zu -0,013 %. Parallel zur Straßenachse treten während der Achsenüberfahrt über die Messstellen hingegen an allen Messstellen nur Dehnungen auf. Die Dehnungen sind unter dem Rad (Messstelle 100 cm) größer als die Dehnungen an den anderen

Messstellen. An den äußeren Messstellen (0 cm und 200 cm) wurden die geringsten Dehnungen gemessen.

Bevor der LKW mit der ersten Achse über den Messquerschnitt und nachdem der LKW mit der letzten Achse über die Messstellen fährt, wird das Geogitter gestaucht. Diese Stauchungen wurden nach der Überfahrt der ersten und zweiten Achse ebenfalls gemessen. Parallel zur Straßenachse sind in der oberen Geogitterlage die höchste Dehnung von 0,076 % und die größte Stauchung von -0,017 % größer als die Verformungen der unteren Lage. In dieser Richtung beträgt in der unteren Lage die höchste Dehnung 0,028 % und die höchste Stauchung -0,011 %.

Nach Ende des Ereignisses sind die Geogitter-Verformungen nicht vollständig abgeklungen. Die größte plastische Dehnung von 0,0114 % wurde bei diesem Ereignis in der oberen Lage, parallel zur Straßenachse, gemessen. Wenn die plastische Dehnung mit der maximalen Dehnung dieses Ereignisses (0,0757 % in der oberen Lage parallel zur Straßenachse) verglichen wird, kann festgestellt werden, dass 85 ,% der Verformungen der ungebundenen Tragschicht elastisch sind und bis zum Ende des Ereignisses abklingen.

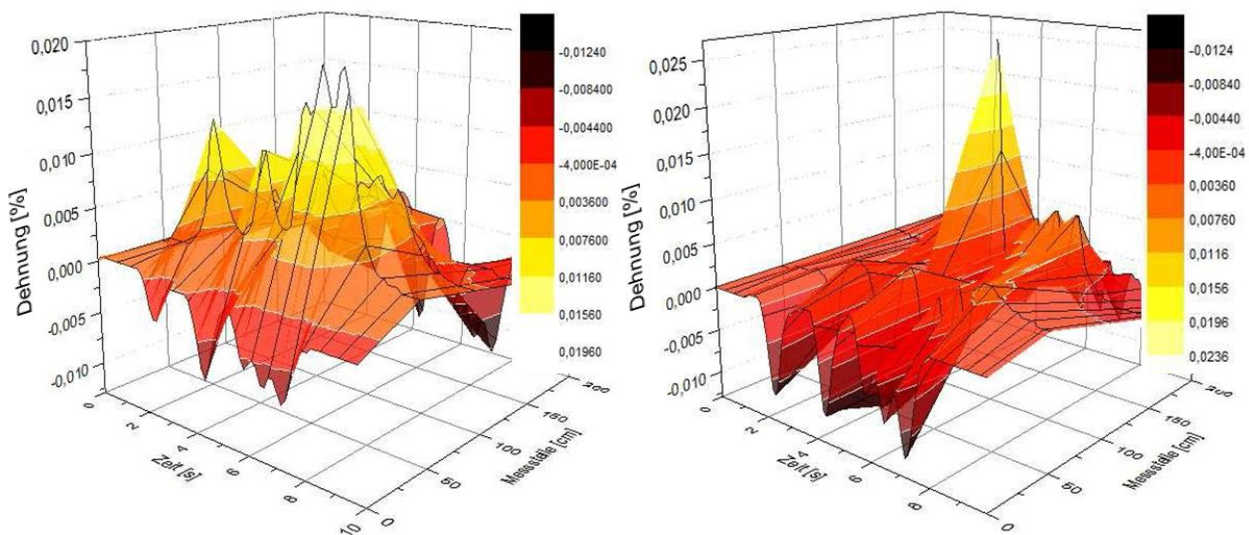


Abb. 5.12: Dehnungen der unteren (links) und der oberen Bewehrungslage (rechts) quer zur Straßenachse; Überfahrt über Schottertragschicht; 40-t-LKW; 10 km/h; 28.08.09

#### 5.1.3.4 Überfahrt auf OK Asphalt

Die zweite Messung zur Untersuchung der Geogitter-Verformungen unter Verkehrsbelastung wurde drei Monate nach Ende der Bauphase (3390 h nach Einbau der unteren Geogitterlage) am 02.12.2009 durchgeführt. Aufgenommen wurden die Geogitter-Dehnungen während der Überfahrten eines 40-t-LKWs und eines 10-t-LKWs. Variiert wurde dabei u.a. die Geschwindigkeit (5, 25, 30, 50 und 70 km/h), mit der der Messquerschnitt überfahren wurde.

Eine ausgeprägte Abhängigkeit von der Überfahrgeschwindigkeit in dem untersuchten Fenster zwischen 5 ÷ 70 km/h konnte nicht festgestellt werden. Demgegenüber wurde ein ausgeprägter Einfluss durch eine lokale Unstetigkeit ermittelt. Zur Abbildung einer geringen Schädigung der Asphaltdeckschicht wurde ein rd. 3,0 cm starkes Holzbrett auf der Fahrbahn quer zur Fahrtrichtung aufgelegt. Die quer zur Fahrbahn auftretende Dehnung bleibt im Betrag in etwa identisch, während sich die Beträge in Straßenlängsrichtung verdoppeln. Die Geogitter-Reaktionen dieser Überfahrten sind in Abb. 5.13 dargestellt. Bei der Überfahrt der ersten und zweiten Achse sind für die untere Bewehrungslage lokale ausgeprägte Dehnungen zu erkennen, bei der Einwirkung aus den hinteren drei Achsen ist diese Differenzierung nur eingeschränkt möglich. In der oberen Lage sind die Absolutwerte der Dehnung nur rd. halb so groß wie in der unteren Lage und stärker verschmiert. Die Dehnungsspitzen treten quer zur Fahrbahn immer direkt unter dem Rad auf (Messstelle 100 cm). Im Randbereich der Straße (Messstelle 0 cm, 50 cm) wurden zu jedem Zeitpunkt geringere Dehnungen gemessen als in der Straßenmitte.

Demgegenüber sind die Geogitter-Dehnungen parallel zur Fahrtrichtung, also in Richtung der Befahrung, zu dem Zeitpunkt, in dem das LKW-Rad über der Messstelle 100 cm positioniert ist, stärker ausgeglichen (Abb. 5.14). Die Absolutbeträge sind höher als quer zur Fahrbahnachse und unterscheiden sich zwischen oberer und unterer Lage weniger stark.

Nach der Überfahrt der ersten, zweiten und fünften LKW-Achse über den asphaltierten Messquerschnitt wird das Geogitter deutlich gestaucht. Die gemessenen Stauchungen parallel zur Straßenachse sind sowohl in der unteren Lage als auch in der oberen Lage größer als die Stauchungen des Geogitters quer zur Straßenachse. Die höchsten Geogitter-Stauchungen treten nach Überfahrt der fünften Achse auf. Auch vor der Überfahrt der ersten Achse über die Messstelle wurde eine Geogitter-Stauchung gemessen.

Abb. 5.15 zeigt exemplarisch ein Messintervall über 2,7 Minuten, in dem ein voll beladener 40-t-LKW mit Dreiachsauflieger mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten den Querschnitt passiert.



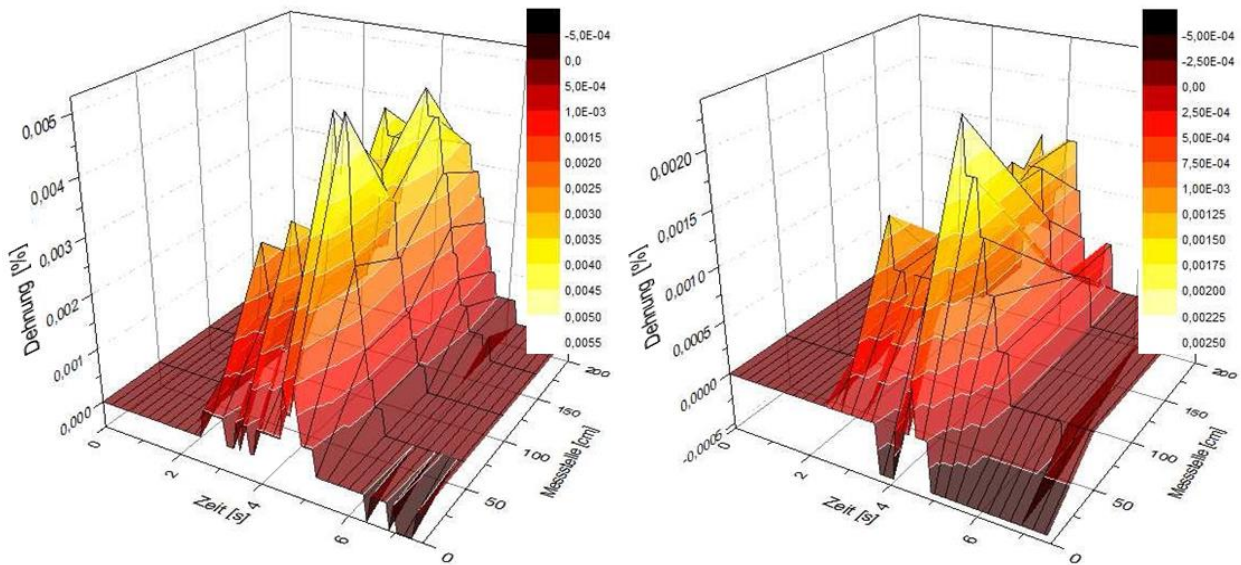


Abb. 5.13: Dehnungen der unteren (links) und der oberen Bewehrungslage (rechts) quer zur Straßenachse; Überfahrt über Asphaltdeckschicht; 40-t-LKW; 10 km/h; 02.12.09

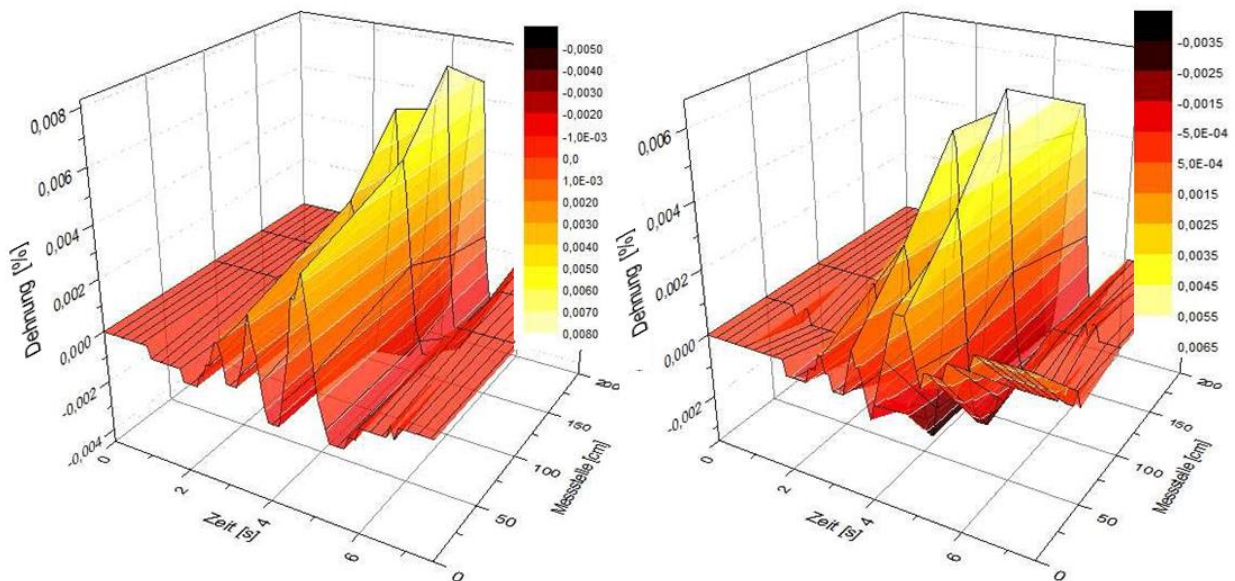


Abb. 5.14: Dehnungen der unteren (links) und der oberen Bewehrungslage (rechts) parallel zur Straßenachse; Überfahrt über Asphaltdeckschicht; 40-t-LKW; 10 km/h; 02.12.09

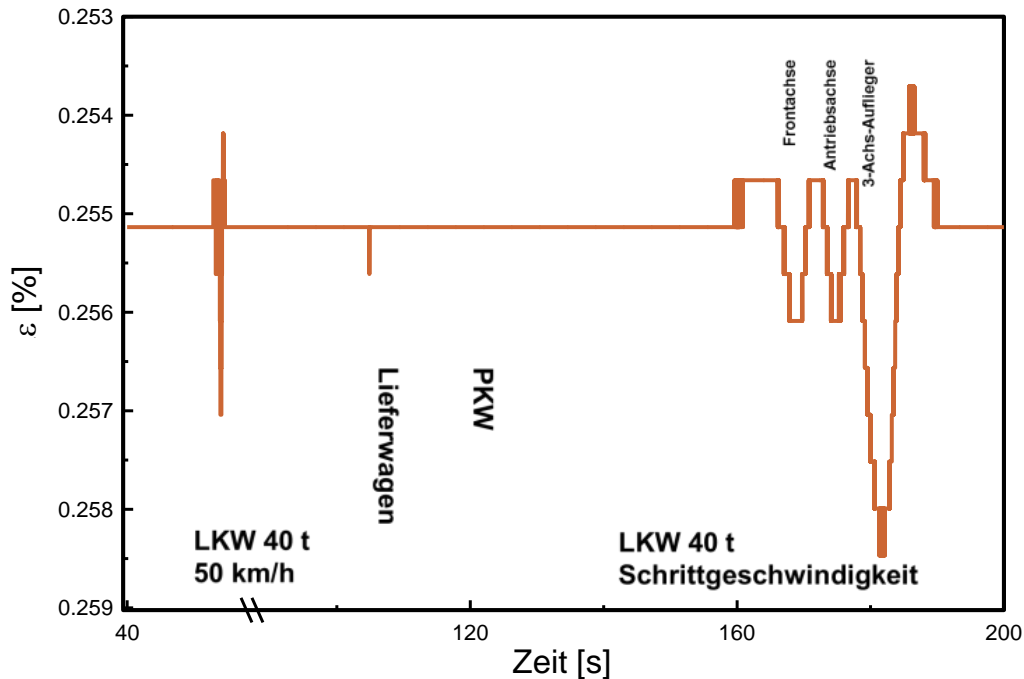


Abb. 5.15: Dehnungsverläufe unterschiedlicher Ereignisse der Messstelle 1.6 am 06.12.2010.

Ein ebenfalls im Messintervall passierender Lieferwagen (< 3,5 t) ist bei der gewählten zeitlichen Auflösung und dem Maßstab der Dehnungsachse noch erkennbar, ein PKW hingegen nicht mehr.

Die dem LKW vorgegebenen unterschiedlichen Geschwindigkeiten von 50 km/h bzw. Schrittgeschwindigkeit resultieren in signifikant unterschiedlichen Belastungen des Messquerschnitts. Zum einen wirkt die eingetragene Belastung länger, sodass die Einzelachsen deutlich erkennbar werden, zum anderen ist der Maximalbetrag 50 % höher als bei schneller Überfahrt.

Die in Abb. 5.15 eingetragenen Werte sind der Messstelle 1.6 zugeordnet, d.h. in der unteren Lage und in Fahrtrichtung aufgenommen. Die Fahrzeuglasten erzeugen also offensichtlich eine Beanspruchung in Fahrbahnlängsachse, die sich aus Schubkrafteinträgen und Durchbiegung zusammensetzen. Die Tendenz, dass die Achsen des Aufliegers die größte Beanspruchung erzeugen, gilt nur für die untere Bewehrungslage infolge von Überlagerungen der drei Einzelachsen des Aufliegers. Für die obere Bewehrungslage ergibt sich der Maximalwert unter den beiden Antriebsachsen.

#### 5.1.3.5 Plattendruckversuch und Falling-Weight-Deflectometer-Messung auf OK Asphalt

Zur direkten Gegenüberstellung der Reaktion einer bewehrten Tragschicht auf das Ereignis einer Überfahrt im Vergleich zu einem statischen Plattendruckversuch wurden auf der Oberfläche der

Asphaltdeckschicht statische Plattendruckversuche mit sechs Be- und Entlastungszyklen ausgeführt.

Abb. 5.16 zeigt die gemessenen Dehnungen für die Lastzyklen parallel zur Fahrachse für die untere und die obere Bewehrungslage. Die Größe der Dehnungen liegt etwas unterhalb der Dehnungen der oberen Lage, allerdings ist das Verformungsbild in der unteren Lage deutlich harmonischer und nicht von lokalen Verformungsspitzen gekennzeichnet. Im Gegensatz zu den Versuchen mit rollendem Verkehr unterscheiden sich die Absolutbeträge quer zur Fahrachse und in Fahrachslängsrichtung praktisch nicht. Diese Aussage gilt auch für die ebenfalls am 14.03.2012 durchgeführte Deflektometermessung. Die maximale Dehnung wurde dabei zu 0,018 % in der unteren Lage gemessen und liegt damit deutlich unterhalb der unter statischen Bedingungen ermittelten Dehnungen.

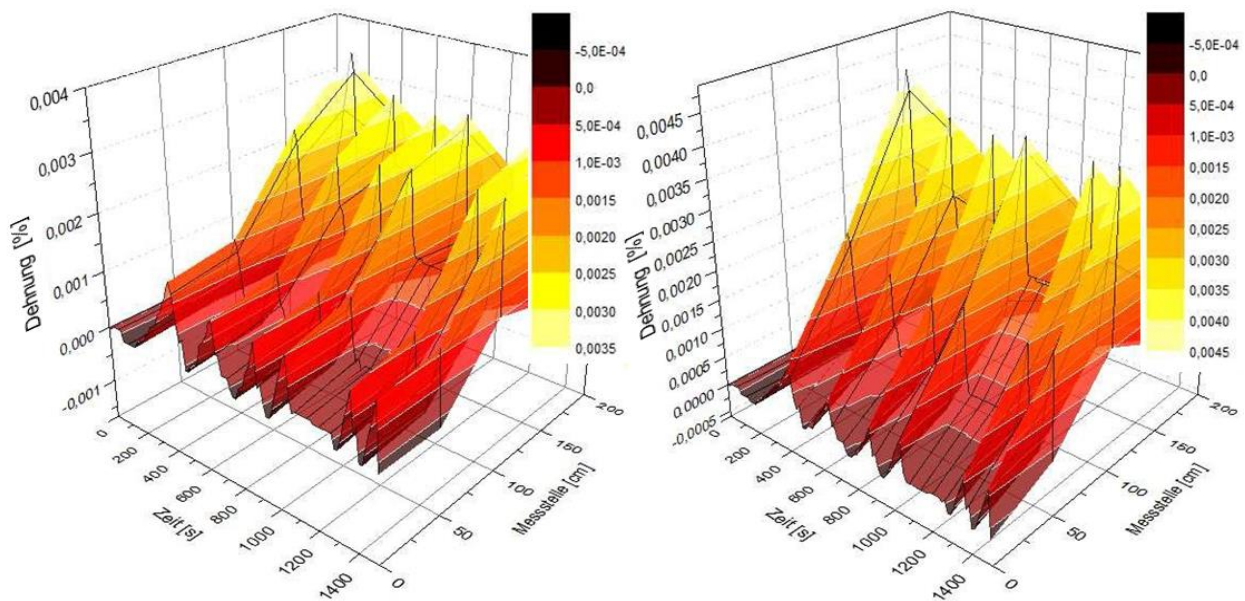


Abb. 5.16: Dehnungen der unteren (links) und der oberen Bewehrungslage (rechts) parallel zur Straßenachse; statischer Plattendruckversuch auf OK Asphaltdeckschicht; 14.03.12

### 5.1.3.6 Statische Grunddehnungen

Die zu unterschiedlichen Zeiten gemessenen und in Abb. 5.17 aufgetragenen statischen Dehnungen (Grundwert der Dehnungen) quer zur Fahrbahnachse zeigen den Maximalwert der Dehnungen ca. in der Mitte des rechten instrumentierten Fahrstreifens und abnehmende Dehnungen zum Rand des Fahrstreifens. Der Grundwert der Dehnungen ist dabei in der Mitte der beiden Fahrbahnen (Symmetrieachse) größer als am freien Fahrbahnrand.

In Fahrtrichtung des Fahrstreifens treten in der unteren Lage weitgehend gleichmäßige Dehnungen über die gesamte Fahrstreifenbreite auf (Abb. 5.18). Die Dehnungen nehmen dabei von Beginn der Arbeiten an zu. Auch rd. 3 Jahre nach Inbetriebnahme wachsen die Dehnungen weiter an, die Dehnungsrate nimmt jedoch ab (Abb. 5.19).

Während die Zunahme der Dehnungen in der Betriebsphase quer zur Fahrbahnachse durch die Bildung von Spurrinnen und ein Spreizen des Gesamtaufbaus durch Nachsetzungen erklärt werden kann, ist die Zunahme der Dehnungen in Längsrichtung zunächst nur bedingt erklärbar. Prinzipiell müsste eine Dehnungszunahme mit einer Längung des gesamten Fahrbahnaufbaus einhergehen. Der Dehnungszuwachs nach Fertigstellung der Deckschichten liegt (im Mittel über die Fahrbahnbreite) aber bei nur rd. 50 % der Dehnungen quer zur Fahrbahn und zeigt praktisch nur eine sehr geringe und abklingende Dehnungsrate.

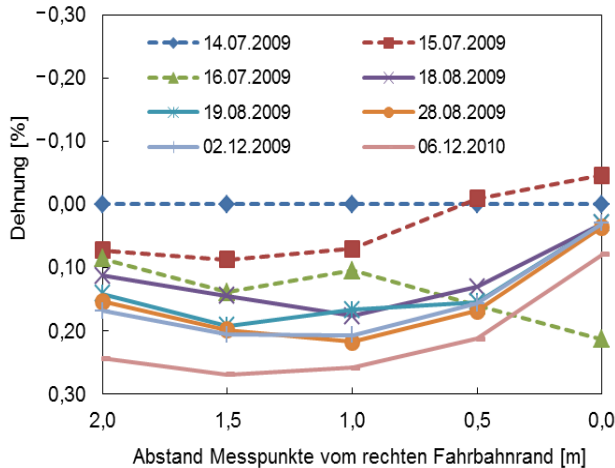


Abb. 5.17: Entwicklung der Dehnungen quer zur Fahrbahn (statischer Grundwert) über die Bauzeit und ein Jahr Betrieb. Messstellen 1.1, 1.3, 1.5, 1.7, 1.9 (untere Lage).

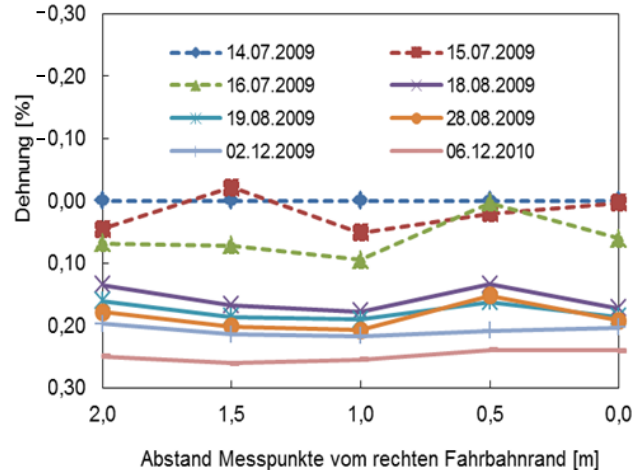


Abb. 5.18: Entwicklung der Dehnungen in Fahrtrichtung (statischer Grundwert) über die Bauzeit und ein Jahr Betrieb. Messstellen 1.2, 1.4, 1.6, 1.8, 1.10 (untere Lage).



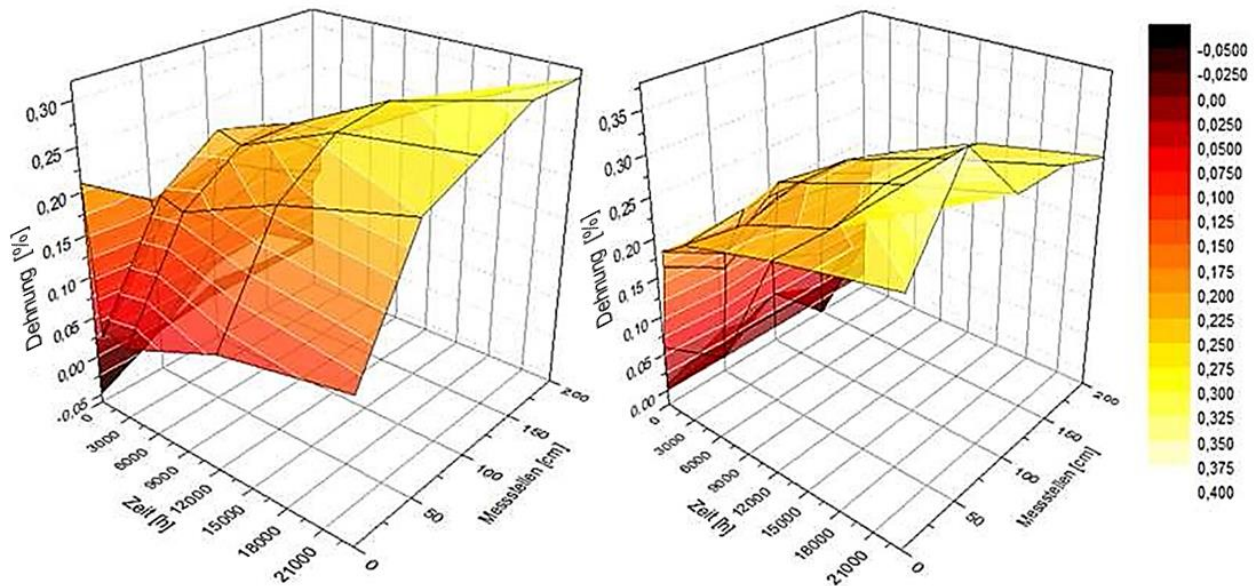


Abb. 5.19: Plastische Grunddehnungen in der unteren Bewehrungslage quer zur Fahrachse (links) und parallel zur Fahrachse (rechts)

## 5.2 Bauklasse III/IV, Hafenanlage Lübeck

### 5.2.1 Baumaßnahme und Messkonzept

Für die Grundsanieierung von bestehenden Verkehrsflächen einer Hafenbetriebsfläche wurde ein Aufbau gewählt, der eine Gesamtaufbaustärke von 87 cm vorsah. Der Regelaufbau ist in Abb. 5.20, links, dargestellt. Die Dimensionierung geht dabei aufgrund der Vorbelastung durch die Bestandsaufbauten von einer Soll-Tragfähigkeit des Untergrundes von  $E_{v2} \geq 80 \text{ MN/m}^2$  aus.

Da für die Bestandssituation aus vorangegangenen Baumaßnahmen bekannt war, dass die Baugrundverhältnisse inhomogen sind und Abweichungen in der Untergrundtragfähigkeit zu erwarten sind, wurde der Aufbau zweilagig mit Geogittern bewehrt. Die Bewehrungsanordnung wird auf Basis langjähriger Erfahrungen der Planungsverantwortlichen analog zu mehreren vorangegangenen Bauabschnitten (also nicht auf Basis einer quantitativen Bemessung) ausgeführt.

Die Bewehrung dient dabei planmäßig nicht zur Erhöhung der Tragfähigkeitswerte mit Nachweis durch  $E_{v2}$ -Werte. Bei Tragfähigkeiten oberhalb der Anforderungswerte der RStO 01 an die Tragfähigkeit des Erdplanums ( $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ ) ist üblicherweise nicht davon auszugehen, dass bei den normgerechten Prüfspannungen Verformungen in den Aufbau eingetragen werden, bei denen die Geogitter unmittelbar tragfähigkeitserhöhend wirken können. Während der Bauphase können die Geogitter jedoch bei lokal unzureichenden Tragfähigkeiten Schwachstellen überbrücken und ein Widerlager für die eingetragene Verdichtungsenergie bereitstellen und damit die sachgerechte Verdichtung der Tragschichten ermöglichen. Da bereits aus dem vorangegangenen Baulos bekannt war, dass das Erdplanum den Ausgangswert von

$E_{v2} \geq 80 \text{ MN/m}^2$  nicht erreichen würde, wurde der Einbau der beiden Bewehrungslagen zwingend vorgeschrieben. Unter zyklischen Lasten kann darüber hinaus eine Begrenzung der plastischen Verformungsanteile erwartet werden, auch wenn die Beträge als solche zunächst sehr klein bleiben.

Zur Bewertung des Einflusses der Bewehrung wurden auf Veranlassung der NAUE GmbH & Co. KG mit freundlicher Unterstützung des zuständigen Hafenplanungsamtes Testfelder angeordnet, bei denen in zwei östlich vom Regelaufbau liegenden Testfeldern der Bewehrungsgrad reduziert wurde. In Testfeld II (Abb. 5.20, II) wurde auf die untere Bewehrungslage verzichtet. Testfeld III wurde ohne Bewehrung ausgeführt (Abb. 5.20, III). Der unbewehrte Aufbau wurde zur Vermeidung größerer Schäden infolge der Unterdimensionierung östlich der beiden bewehrten Testfelder angeordnet, da in östlicher Richtung günstigere Baugrundverhältnisse erwartet wurden.

Untersuchungen von Köhler et al. (2012) zeigen, dass zwischen planmäßigen und tatsächlich eingebauten Schichtdicken auch bei sorgfältiger Ausführung und entsprechender Qualitätsüberwachung z.T. signifikante Diskrepanzen auftreten können. Ursache können u.a. lokal wechselnde Tragfähigkeiten und Verdichtungsgrade des Erdplanums sein, die durch punktuelle Baugrunderkundungen nicht erkannt werden können. Bei den gezeigten Testfeldern lagen die Abweichungen in den Tragschichtdicken ausgehend von der Sollstärke von 0,4 m bei +0,01 m bis +0,16 m. Die ausgeführten Schichtdicken, insbesondere die Gleichmäßigkeit über die Testfeldlänge von 15 m, wurden daher durch Georadar-Messungen nachlaufend zerstörungsfrei gemessen. Zur Verbesserung der Eindeutigkeit der Scanprofile wurde ein Vliesstoff Secutex® RDG unterhalb der Geogitter verlegt, dessen aufkaschierte Reflexionsstreifen sich im Scanprofil als Hyperbeln abbilden und damit im Scheitelpunkt der Hyperbeln eine eindeutige Zuordnung erlauben.

### 5.2.2 Messergebnisse

Abb. 5.21 zeigt einen Längsschnitt durch das Scanprofil und die Schichtgrenze über die Gesamtfläche. Die Schwankung der ausgeführten Schichtdicken liegt bei rd. +/- 5 cm, wobei tendenziell der Aufbau I geringfügig dicker ausgeführt ist als der Aufbau III. Die Schwankung bleibt im Rahmen üblicher Toleranzen im Erdbau.

Wesentlich für die Bewertung der Probefelder ist die Ausgangstragfähigkeit des Erdplanums. Abb. 5.22 zeigt die Baugrundaufschlüsse der drei Testfelder. Auffällig ist der auf nur 15 m stark wechselnde Aufbau der Schichtung Feinsand / Mudde. Im Testfeld I musste der statische Plattendruckversuch ( $E_{v1} = 3,1 \text{ MN/m}^2$ ) abgebrochen werden. Demgegenüber konnte im Testfeld III ein  $E_{v2}$ -Wert von 13,9 gemessen werden. Die Ergebnisse bestätigen die Tendenz von zwei Vorversuchen auf dem Erdplanum, die westlich vom Testfeld einen  $E_{v2}$ -Wert von 7,5  $\text{MN/m}^2$  und östlich von 25  $\text{MN/m}^2$  auswiesen. Normgerechte Tragfähigkeitswerte konnten erst auf OK Frostschutzkies ermittelt werden. Abb. 5.23 zeigt die Verhältnisswerte zwischen Aus-

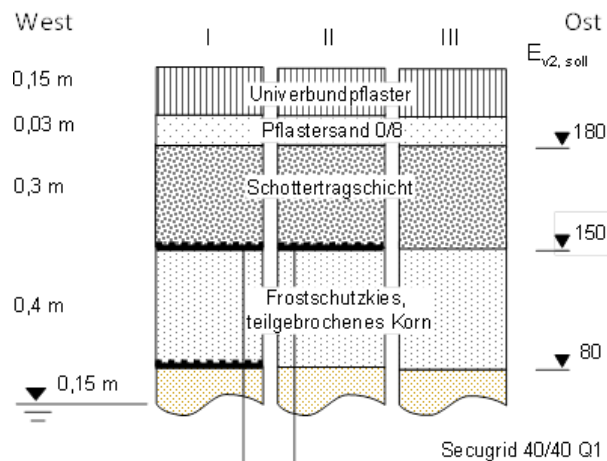


Abb. 5.20: Aufbauten Testfelder I (Regelaufbau) bis III

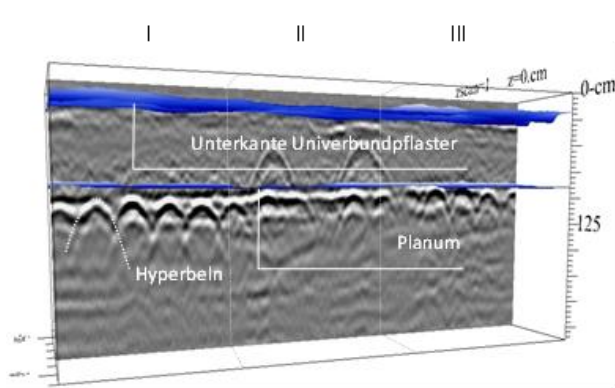


Abb. 5.21: Profilschnitt durch die Testfelder I bis III mit eingetragenen Unterkanten des Unverbundpflasters und Erdplanums

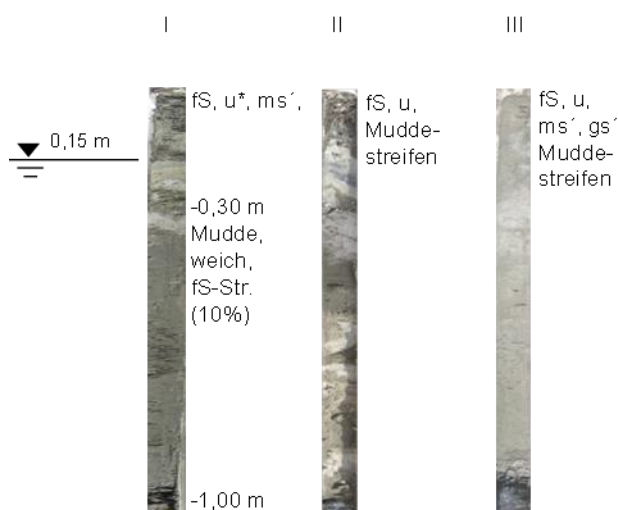


Abb. 5.22: Baugrundaufschlüsse Testfelder I bis III (Foto der Bohrschappen)

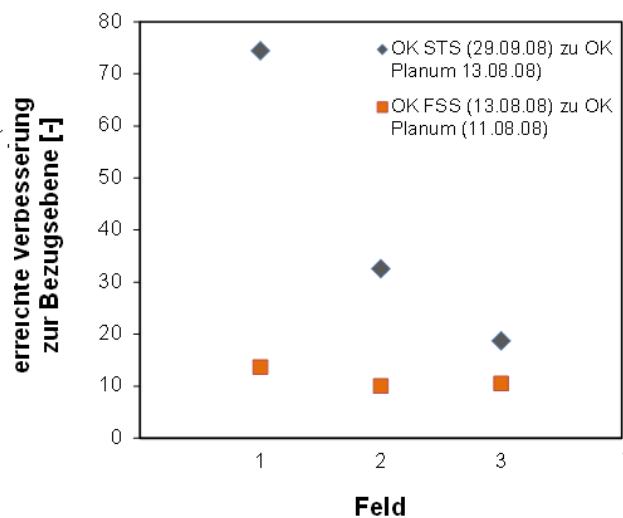


Abb. 5.23: Verbesserungsfaktor Tragfähigkeit Testfelder I bis III

gangstragfähigkeit und Tragfähigkeit auf OK Frostschutzkies des Medians aus je fünf Einzelwerten  $E_{vd}$  je Testfeld. Im Testfeld 1 wird ein vierfach höherer Verbesserungsfaktor erreicht.

Die Tragfähigkeiten ( $E_{v2}$ ) auf OK Schottertragschicht liegen dabei zwischen 92 MN/m<sup>2</sup> und 123 MN/m<sup>2</sup>, die Verhältnisswerte zwischen 2,14 und 2,57, wobei die jeweils günstigsten Werte oberhalb des durchgehend sandigen Untergrundes erreicht wurden. Die Soll-Tragfähigkeit auf dem Untergrund wurde gegenüber den Planungsanforderungen massiv unterschritten. Infolge der damit einhergehenden unterdimensionierten Schichtmächtigkeiten wurden auch die Sollwerte der Tragfähigkeit auf OK Schottertragschicht nicht erreicht, eine Anpassung der Aufbaustärken war nicht vorgesehen.

Durch das Anwachsen der Tragfähigkeit lag der Mittelwert unmittelbar vor Beginn der Pflasterarbeiten bei  $E_{v2} = 155 \text{ MN/m}^2$ , nach 2 Jahren Betriebsdauer wurde der Mittelwert im Rahmen einer Folgemessung am 22.08.2011 zu  $E_{v2} = 168 \text{ MN/m}^2$  ermittelt.

Im Zuge der Folgemessung wurden ebenfalls Messungen mit dem Falling Weight Deflectometer (FWD) auf OK Pflasterbettung durchgeführt. Aus der Rückrechnung der Ergebnisse nach Grätz (2009) kann der Aufbau in etwa der Bauklasse III bis IV zugeordnet werden, wenn vorausgesetzt wird, dass sich der Aufbau in der Beharrungsphase befindet.

Abb. 5.24 zeigt die Anordnung der Instrumentierung exemplarisch für das Testfeld II in der Aufsicht. Im Testfeld II wurde nur die Geogitterlage oberhalb der Frostschutz-Kiestragschicht (KTS) instrumentiert. Der ergänzend angeordnete Messgeber für vertikale Spannungen wurde unmittelbar unterhalb des Gesamtaufbaus im Planum eingebaut, um die Belastung des Untergrundes zu ermitteln. Zur Ermittlung der Verteilung der Spannungen in horizontaler Richtung wurde je ein Messgeber im Abstand von 0,4 m von der Lasteintragung vertikal in der KTS eingebettet.

Zur Kontrolle der Dehnung der Bewehrung an der Unterseite der Schottertragschicht wurde ein Plattendruckversuch ausgeführt, bei dem die Lastplatte exakt in der Feldmitte positioniert wurde. Die einzelnen Lastschritte wurden normgerecht aufgebracht. Die Pflasterdecke und Bettungsschicht wurde hierfür aufgenommen, sodass unmittelbar auf OK Schottertragschicht abgedrückt werden konnte. Abb. 5.25 zeigt die Dehnungen für die in Abb. 5.24 farblich (schwarz, rot, blau) unterlegten Messstellen DMS 3D bis DMS 3F während eines statischen Plattendruckversuchs mit 300 mm Lastplatte mit fünf Be- und Entlastungszyklen. Der Verformungsmodul wurde zu  $E_{v2} = 166 \text{ MN/m}^2$  ermittelt.

Im Zentrum der Lastplatte werden erwartungsgemäß die größten Dehnungen ermittelt (DMS 3D). Mit zunehmendem Abstand werden die Dehnungen geringer (DMS 3E). Auffällig ist die Ausbildung von Stauchungen im Abstand von 0,4 m unter dem Lastzentrum (DMS 3F). Die Be- und Entlastungszyklen 2 bis 5 verlaufen im Hinblick auf die Dehnungen an der Unterseite der Tragschicht nahezu ideal-elastisch.

Im Gegensatz zu den ausgeprägten Stauchungen, die an der Messstelle DMS 3F beim Plattendruckversuch zu verzeichnen sind, sind diese bei einer Überfahrt mit einem vergleichbaren Lasteintrag je Rad bzw. vergleichbaren Spannungsniveau zwar ebenfalls erkennbar, treten aber in allen Messstellen unmittelbar und kurzzeitig vor dem Lasteintrag auf (Abb. 5.26). Mit weiterem Herannahen der Räder schlagen die Stauchungen in Dehnungen um.

Abb. 5.26 zeigt auch, dass die Dehnungen bei dem gewählten Belastungsfahrzeug (Actros 4144, 8x4/4) trotz unterschiedlicher Achslasten (2 x 7,5 t Einzelreifen, 2 x 13 t Zwillingsreifen) nahezu identisch sind. Trotz deutlich geringerer Achslast erzeugen die 7,5-t-Vorderachsen bedingt durch die Einzelbereifungen ebenso große Beanspruchungen wie die zwillingsbereiften Hinterachsen.

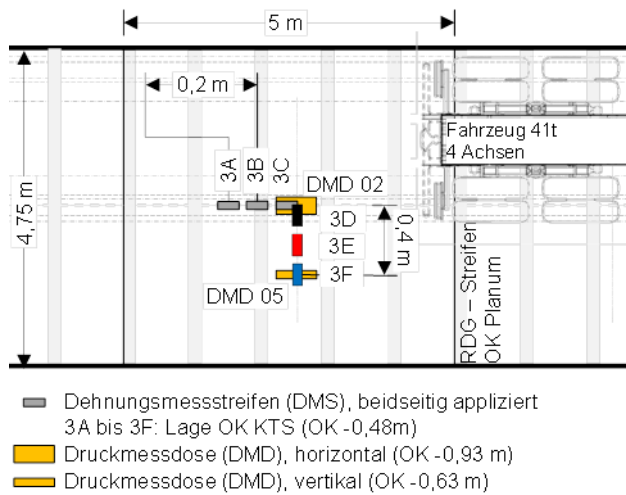


Abb. 5.24: Anordnung der Instrumentierung im Testfeld II

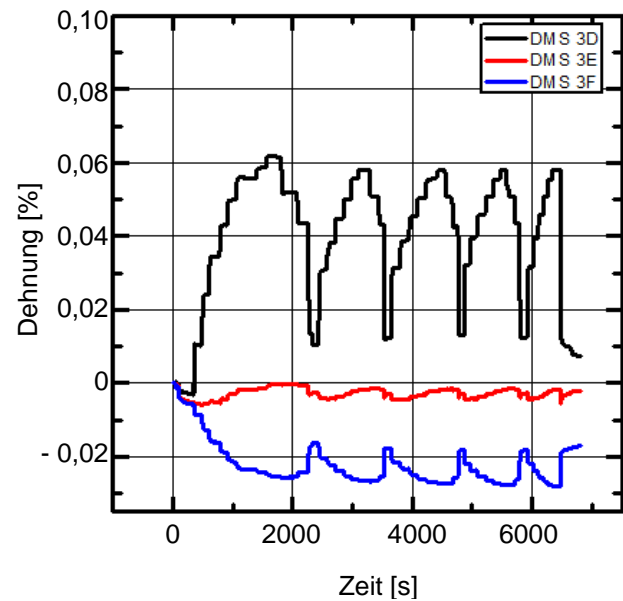


Abb. 5.25: Entwicklung der Dehnung während eines Plattendruckversuchs mit fünf Lastzyklen im Testfeld II am 22.08.2011. Dehnungen (+), Stauchungen (-)

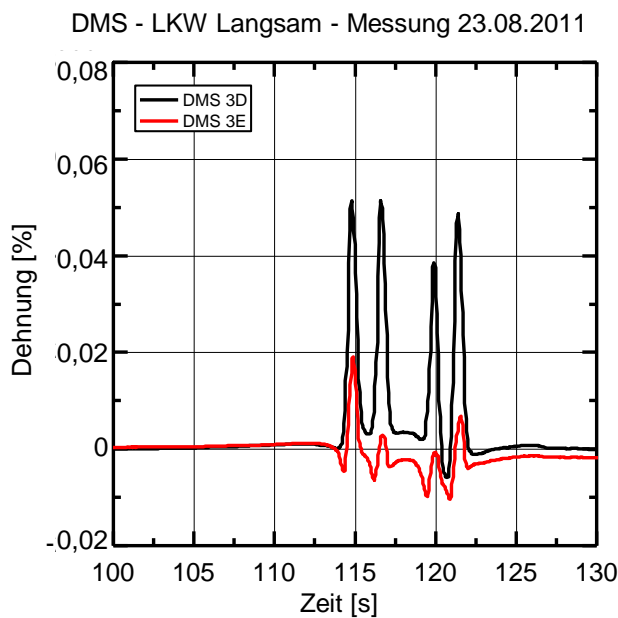


Abb. 5.26: Entwicklung der Dehnung während einer langsamen Überfahrt eines 40-t-LKWs (Vierachser) im Testfeld II am 23.08.2011.

### 5.3 Bewertung

Die dargestellten Untersuchungen zeigen in der Gesamtbewertung der Ergebnisse, die hier auszugsweise dargestellt sind, zunächst harmonische Zusammenhänge zwischen Belastungsgröße, Belastungsart und zeitlichem Verlauf der Belastung im Hinblick auf die gemessenen Dehnungen. Die Reproduzierbarkeit ist insbesondere für die quantitativen Aussagen zu den Größen der Dehnungen relevant und kann nachgewiesen werden.

Ausgehend vom statischen Grundwert werden bei dynamischer Beanspruchung (Verdichtung), zyklischen Lasten (Baugerät und Verkehrslasten) oder temporären quasi-statischen Lasten (Plattendruckversuch) kurzzeitig zusätzliche Beanspruchungen in das System eingetragen, die als weitgehend elastische Dehnungen messbar werden. Während die Differenzdehnungen in der Bauphase mehrere Zehntel-% betragen (Verdichtungsgeräte und Anlieferung von Schüttgütern), sinken die Werte nach Fertigstellung des Aufbaus und Aufbringen der Asphaltdecke massiv ab (Abb. 5.27).

In der Messkampagne der Ortsumgehung Altenberge wird zunächst deutlich, dass die größten Dehnungen und damit Verformungen in der Bauphase auftreten. Die Maximalwerte aus Verdichtung liegen bis zu 10-fach über denen der späteren Beanspruchungen aus Bauverkehr auf der gleichen Ebene (OK Schottertragschichten). Nach Herstellung der steifen Deckschichten werden die Absolutbeträge sehr klein.

Zunächst überraschend sind die Dehnungen in Fahrbahnlängsachse nicht kleiner, sondern teilweise größer als in Fahrbahnquerachse. In dieser Richtung treten auch größere Stauchungen des Aufbaus auf, da der Aufbau nicht seitlich ausweichen kann. Obwohl die Ereignisse nach einzelnen Achsen aufgelöst werden konnten, sind die größten Absolutwerte der Stauchung vor und nach der Überfahrt zu verzeichnen. Unter Ansatz der Modellvorstellung einer gebetteten steifen Platte kann vermutet werden, dass zu den Einzelbeanspruchungen aus den Achsen das Gesamtereignis „Eigengewicht des Fahrzeugs“ bzw. die Setzungsmulde unter der Gesamtlast addiert wird.

Vergleichende Messungen mit dem statischen Plattendruckversuch zeigen korrespondierende Größenordnungen der Dehnungen, allerdings liegen die Werte tendenziell unter den Werten aus Achslasten und zeigen in Fahrbahnlängs- und Querrichtung keine Differenzierung. Stauchungen treten praktisch nicht auf.

Der zeitliche Verlauf der gemessenen Dehnungen zeigt damit einen unmittelbaren Bezug zur Art der Belastung:

- zeitlich veränderliche statische Beanspruchung mit ortsfester Lastaufbringung (Plattendruckversuch) oder
- bewegte Verkehrslast mit zeitgleichem Schubkrafteintrag (Radlast)

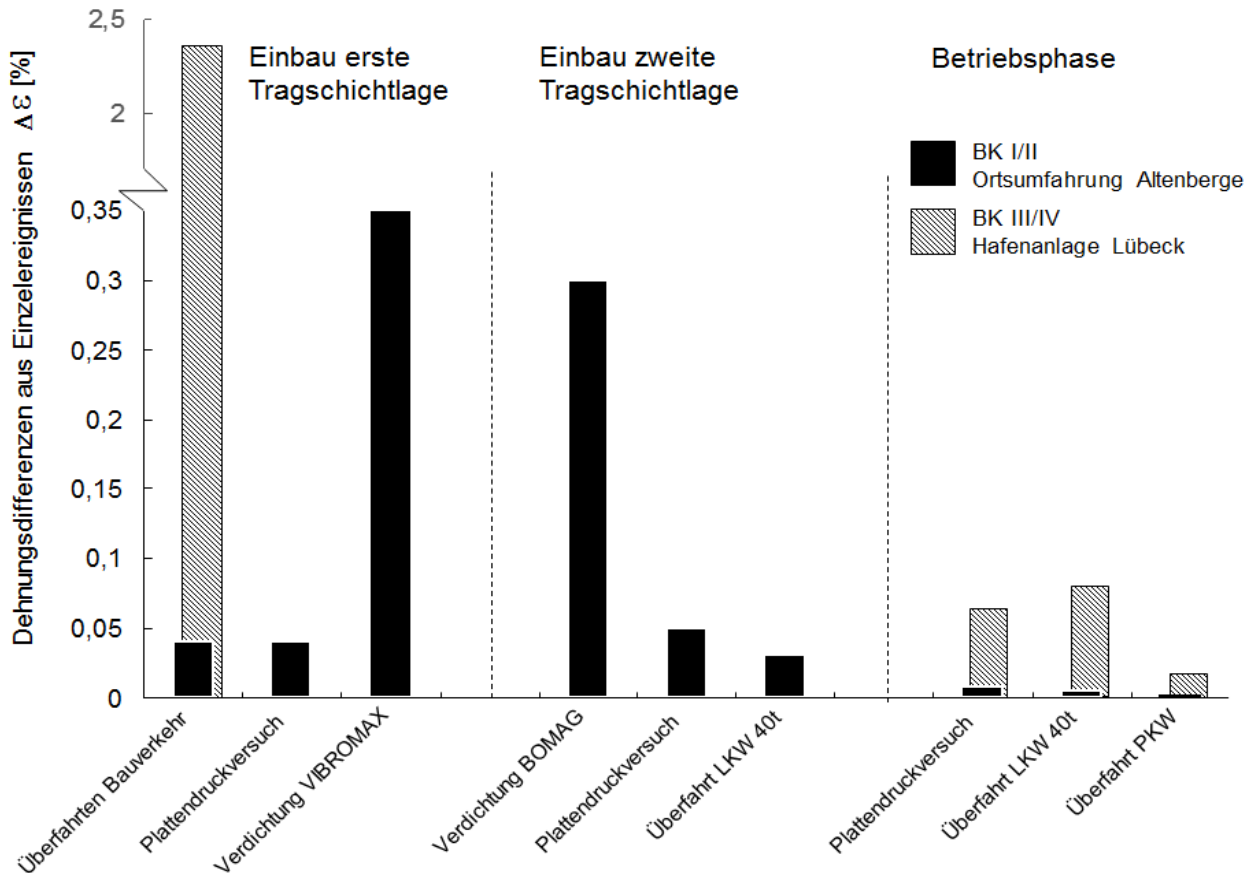


Abb. 5.27: Zusammenstellung charakteristischer Dehnungsdifferenzen  $\Delta\epsilon$  aus Einzelereignissen der Messkampagnen Ortsumfahrung Altenberge und Hafenanlage Lübeck (ohne statische Grundwerte der Dehnung)

Die Größenordnung der maximalen Beanspruchung kann zwar durch den statischen Plattendruckversuch abgebildet werden, der ausgeprägte Wechsel zwischen Dehnung und Stauchung hingegen nicht. Die Abbildung zyklisch-dynamischer Beanspruchungen ist daher mit dieser Versuchsanordnung auch bei wiederholter Lastaufbringung nicht möglich.

Diese Aussage kann im Hinblick auf die Größenordnung der Verformungen (Dehnungen und Stauchungen) auch für die Untersuchung mit dem Falling Weight Deflectometer gelten, auch hier bleiben die Verformungen unter denen des rollenden Fahrzeugs und Stauchungen werden nicht abgebildet.

Die Größenordnung der Dehnungen bei Messungen mit Belastungen aus dem Plattendruckversuch korrespondiert für die untersuchten Projekte. Während für den Aufbau Bauklasse (BK) I/II bei einem Plattendruckversuch auf Oberkante der Tragschicht Dehnungen zwischen 0,04 und 0,06 % gemessen wurden, lagen sie bei der Bauklasse III/IV bei rd. 0,06 %. Die zugehörige Tragfähigkeit betrug beim Belastungsversuch bei der BK I/II  $E_{v2} = 111 \text{ MN/m}^2$ , bei der BK III/IV  $E_{v2} = 168 \text{ MN/m}^2$ .

Der maßgebende Unterschied der beiden Teststrecken ergibt sich in der Bewertung der Gesamttragfähigkeit mit dem Falling Weight Deflectometer durch die Deckschichten. Mit einer Gesamtmächtigkeit der Asphalttrag-, Binder- und Deckschicht von 26 cm im Projekt BK I/II wird eine signifikant höhere Steifigkeit erreicht als mit dem Unverbundpflaster der BK III/IV. Nach dem Bewertungsverfahren von Grätz (2009) kann der Aufbau mit einer elastischen Länge<sup>27</sup> von 280 mm der Bauklasse III/IV in der Beharrungsphase zugeordnet werden. Für die Messungen der Ortsumfahrung Altenberge am 14.03.2012 ergibt sich eine elastische Länge von 545 mm, was einer Bauklasse I in der Beharrungsphase entspricht. Die rückgerechneten Untergrundmodule zeigen für das Versuchsfeld Altenberge dabei eine 2,5-fach höhere Untergrundtragfähigkeit als für die Versuchsfelder am Skandinavienkai.

Die eingelegten Bewehrungslagen wirken offensichtlich bewehrend auf den Gesamtaufbau und gleichen im Projekt BK III/IV die sehr unterschiedlichen Untergrundverhältnisse weitgehend aus.

Die hier gemessenen Dehnungen korrespondieren sowohl in der Größenordnung als auch in der zeitlichen Beschreibung der Belastungsereignisse gut mit den bekannten Ergebnissen aus der Modellstraße der BAST (Zander, 2007). Die Bewehrung bzw. die gewählten Geogitter verfügen daher offensichtlich über einen sehr guten Verbund zu den Tragschichtmaterialien und stabilisieren diese.

In der Betriebsphase sind die Beträge der plastischen Dehnungen bei sehr steifen Aufbauten gegenüber den elastischen Dehnungsanteilen sehr klein. Die Untersuchungen zeigen allerdings, dass auch in sehr steifen Aufbauten plastische Verformungsanteile zu verzeichnen sind. Sie setzen sich zusammen aus plastischen Verformungen, die bereits in der Bauphase bei Einbau und Verdichtung auftreten, wenn die Aufbauten noch eine verhältnismäßig geringe Tragfähigkeit besitzen, und plastischen Verformungsanteilen, die in der Betriebsphase akkumuliert werden.

Zur Begrenzung der plastischen Verformungsanteile sind daher Zugspannungen aufzunehmen, auch wenn sie bei sehr kleinen Dehnungen im Promillebereich entwickelt werden. Die mechanogene Analogie liegt hier eher bei der Betonbewehrung als bei der Membrantheorie. Die Stabilisierung des Korngerüsts an der Schichtgrenze zum Erdplanum ist damit zwingend mit der bewehrenden Zugkraftaufnahme verbunden.

---

<sup>27</sup> Die elastische Länge ergibt sich aus den Rückrechnungen im Rahmen des Auswerteverfahrens von Falling-Weight-Deflectometer-Messungen und kann als Index für die Steifigkeit eines Gesamtaufbaus betrachtet werden.



## 6. Triaxialversuche unter zyklischer Beanspruchung

Die Versuchsanordnung von Ruiken (2010, 2013) hat in Wiederholversuchen eine gute Reproduzierbarkeit ergeben. Da der Triaxialversuch als solcher in der Bodenmechanik als Versuch zur Bestimmung von Materialkennwerten von Böden und Baustoffgemischen anerkannt ist und aufgrund der Auswertungsmöglichkeiten eine differenzierte Bewertung der Versuchsergebnisse erlaubt, wurde die Versuchsserie auf zyklische Versuche übertragen mit dem Ziel, den Einfluss der Bewehrung im Gebrauchslastbereich (Vorbruchbereich) bei kleinen Verformungen näher zu untersuchen.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden dazu zyklische Triaxialversuche ausgeführt. Zur Reduzierung des Versuchsaufwandes und mit dem Ziel, ein aus der Prüfung von Gesteinskörnungen bekanntes Serienprüfgerät zu verwenden, wurden die Versuche an einem dynamischen Triaxialprüfgerät (WILLE Geotechnik) der HTW Dresden (Abb. 6.1), durchgeführt<sup>28</sup>. Im Verlauf der Versuchsserien wurden hierbei erhebliche Modifikationen des Versuchsgärates zur Durchführung der Verkabelung der Dehnungsmessstreifen (Abb. 6.2) und Anpassung der Messeinrichtung für die Erfassung der volumetrischen Änderungen bei drainierten Versuchen mit großen Verformungen notwendig. Weitere Anpassungen ergaben sich für die Steuerungssoftware, um die angestrebten Vergleichsversuche zwischen bewehrten und unbewehrten Versuchen unter vergleichbaren Randbedingungen, insbesondere im Hinblick auf die Verformungen, fahren zu können. Das Standardverfahren nach DIN EN 13286-7 zur Prüfung von Gesteinskörnungen des Straßenbaus ist so ausgelegt, dass bei Erreichen eines bestimmten Verformungszustandes (einaxiale Stauchung<sup>29</sup>  $\varepsilon_1 = 0,5 \%$ ) eine Erhöhung des Seitendrucks erfolgt, um die Probe zur Aufnahme des nächst höheren Vertikalspannungsniveaus zu ertüchtigen (Mehrstufentechnik). In der Praxis wird eine Erhöhung des Seitendrucks nicht auftreten, d.h. die Anzahl der Lastwechsel und die dabei kumulierten Verformungen werden für den Versagenszustand bestimmend.

Die begrenzte Probengröße erfordert zwangsläufig eine Anpassung der Kornverteilung, insbesondere des Größtkorns, an die Versuchseinrichtung. Für das gewählte Brechkorn „Grumbach“ (vollständig gebrochenes Korn, vorwiegend Gneis) wurde nach Vorversuchen und aus Erfahrungswerten eine Begrenzung des Größtkorns auf 16 mm erforderlich, um für die vorhandenen Versuchsabmessungen zu vermeiden, dass das Größtkorn für die Versuchsergebnisse bestimmend wird. Um das Auftreten von Überkorn zu vermeiden (Beschädigungen der Latex-Membran) und die Reproduzierbarkeit der Versuche zu verbessern, wurde das Korngemisch 0/16 mm (Abb. 6.3) aus Einzelfractionen zusammengesetzt.

---

<sup>28</sup> Die Versuche wurden nach Vorgabe des Verfassers im Geotechnischen Labor der HTW Dresden ausgeführt. Die Versuchsrandbedingungen und erste Teilergebnisse sind in Weisemann et al. (2012) zusammengestellt. An dieser Stelle können nur Auszüge wiedergegeben werden. Die hier vorgestellten Ergebnisse wurden weitestgehend in nachfolgenden Versuchsserien nach Vorgabe des Verfassers unter Einbeziehung von Messtechnik entsprechend Kap. 3.3 gewonnen.

<sup>29</sup> Bei Triaxialversuchen werden Stauchungen von Boden- oder Gesteinsproben üblicherweise als positive Dehnung beschrieben.

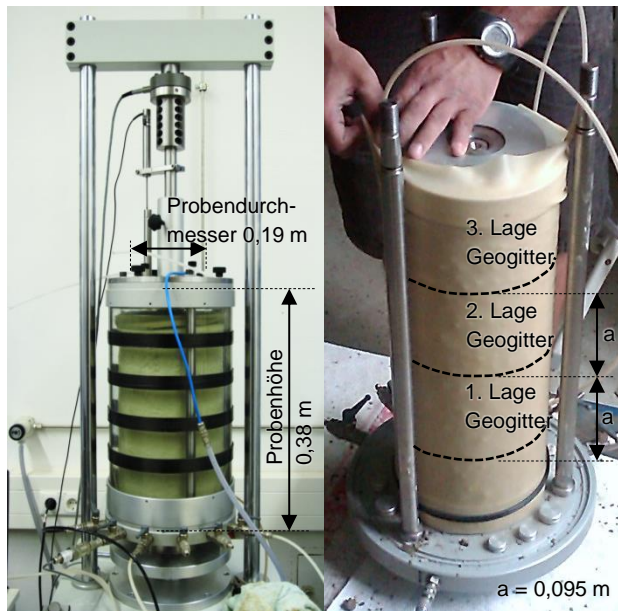


Abb. 6.1: Triaxialprüfstand und Probeneinbau, HTW Dresden

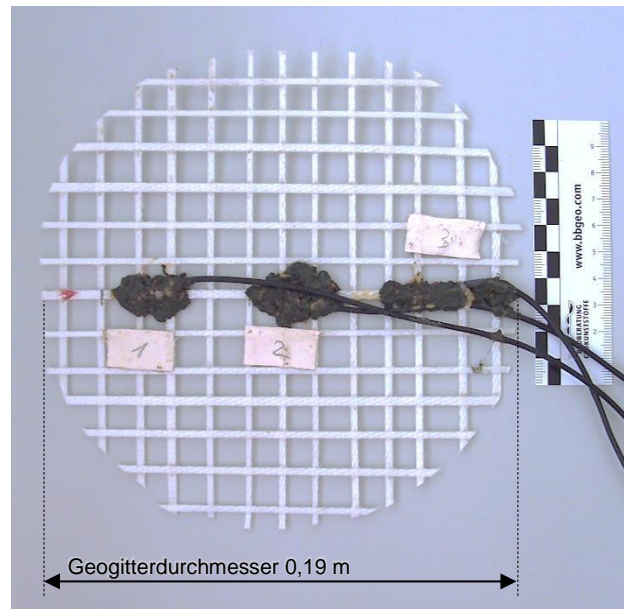


Abb. 6.2: Geogitter Secugrid® 30/30 Q1, geometrisch skaliert im Maßstab 1 : 2,6

Gegenüber dem Größtkorn des in den vorstehend beschriebenen statischen Versuchen genutzten Tragschichtmaterials 0/45 mm steht das Größtkorn in einem Verhältnis 1 : 2,8. Die Probengröße insgesamt steht mit den in Abb. 6.1 angegebenen Abmessungen im Verhältnis 1 : 2,6 ÷ 2,9 zu den Probenabmessungen des Versuchsstandes der RWTH Aachen (Abb. 2.58).

Die Begrenzung des Größtkorns erfordert zur Einhaltung der Kriterien an die Öffnungsweite eine Anpassung der geometrischen Verhältnisse des Geogitters. Für die in Abb. 6.3 gegebene Kornverteilung ergibt sich für das Kriterium nach Jewell et al. (1984) eine erforderliche lichte Weite von  $l_w = 15,3$  mm. Für das im Maßstab 1 : 2,6 geometrisch skalierte Geogitter (Abb. 6.2) liegt die lichte Weite bei 12,2 mm und damit in der angestrebten Größenordnung. Die Zugfestigkeit des Modellgitters bleibt dabei nahezu im Maßstab 1 : 1 gegenüber dem Prototypen Secugrid® 30/30 Q1 erhalten, da die Stäbe in Längsrichtung gedrittelt und entsprechend dem Prototypen verschweißt wurden. Analog zur Geometrie des 1:1-Versuchsstandes (Abb. 2.58) wurde die Bewehrung dreilagig angeordnet. Die einzelnen Geogitter wurden dabei orthogonal zur Geogitterstruktur der anderen Geogitter ausgerichtet, wie es der Verlegeanordnung bei Straßenkonstruktionen in der Praxis entspricht.

Insgesamt wurden 19 Einzelversuche durchgeführt (Tabelle 6.1). Die statischen Versuche dienen zunächst dem Abgleich der Versuchsergebnisse mit den o.g. großmaßstäblichen Ergebnissen sowie zur Prüfung der Reproduzierbarkeit. Für beide Kriterien wurde eine hohe Übereinstimmung festgestellt (Tabelle 6.2). In den skalierten Versuchen wird eine höhere normalspannungsunabhängige Komponente ermittelt, die auf den, bezogen auf die Höhe des Probenkörpers, erhöhten Bewehrungsgrad zurückgeführt werden kann. Die Bewehrung kann zwar nicht voll aktiviert werden, die Dehnsteifigkeit ist jedoch ebenfalls erhöht und wirkt so bei der Begrenzung der Scherfugenentwicklung verstärkt mit.

In der Auswertung der statischen Versuche nach Spannungsbereichen wird im Bereich der ersten Laststeigerungen bis rd. 200 kN/m<sup>2</sup> kein signifikanter Unterschied des Elastizitätsmoduls festgestellt. Mit dem Anstieg der Verformungen bei der unbewehrten Probe infolge einer weiteren Laststeigerung ergibt sich die Notwendigkeit einer stärkeren Differenzierung der Elastizitätsmodule, da der bewehrte Probenkörper gegenüber dem unbewehrten durch die Geogitter stabilisiert wird. Dieser Effekt wird ebenfalls bei den Volumendehnungen beobachtet. Während im Bereich des elastischen Materialverhaltens die Kontraktion (Volumenverringern) der unbewehrten und der bewehrten Probe praktisch identisch ist (Querdehnzahl  $\nu \approx 0,42$ ) und durch die Eigenschaften der Gesteinskörnung bestimmt wird, liegt der Mittelwert des Dilatanzwinkels der unbewehrten Probe bei  $\Psi_{\text{unbewehrt}} = 10,54^\circ$ , der der bewehrten Probe bei  $\Psi_{\text{bewehrt}} = 6,91^\circ$ . Die Volumenvergrößerung der bewehrten Probe wird hier durch die zunehmende Aktivierung der Bewehrung behindert.

In den Versuchsreihen nach ASTM D 3999-91 mit zyklischer Lastaufbringung wird unter undrainierten Bedingungen kein Unterschied zwischen bewehrtem und unbewehrtem Probenkörper gefunden. Demgegenüber zeigen die Versuche unter drainierten Bedingungen einen signifikant erhöhten E-Modul.

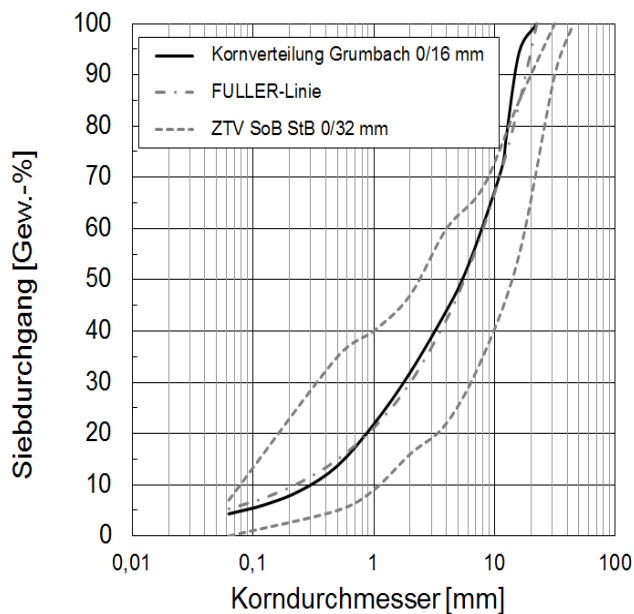


Abb. 6.3: Kornverteilung 0/16 mm, Brechkorn „Grumbach“

Anzahl, je	Beanspruchung	unbewehrt	bewehrt
3	statisch, DIN 18137 <sup>(1)</sup>	x	
4	statisch, DIN 18137 <sup>(1)</sup>		x
2	CU, ASTM D 3999-91 <sup>(2)</sup>	x	x
1	CD, ASTM D 3999-91 <sup>(3)</sup>	x	x
1	CD, DIN EN 13286-7 <sup>(4)</sup>	x	x
1	CD, DIN EN 13286-7 mod. <sup>(5)</sup>	x	x
2	CD, DIN EN 13286-7 mod., DMS <sup>(5)</sup>		x

CU: konsolidiert, undrainiert; CD: konsolidiert, drainiert

<sup>(1)</sup>  $\sigma_3 = 20, 40$  und  $60$  kN/m<sup>2</sup>

<sup>(2)</sup>  $\sigma_3 = 10$  und  $60$  kN/m<sup>2</sup>; 1 Hz; Laststeigerung je 20 kN/m<sup>2</sup> je 10 Hystereseschleifen (120 Lastwechsel mit 12 Laststufen)

<sup>(3)</sup>  $\sigma_3 = 10$  und  $60$  kN/m<sup>2</sup>; 0,2 Hz; Laststeigerung je 20 kN/m<sup>2</sup> je 10 Hystereseschleifen (120 Lastwechsel mit 12 Laststufen)

<sup>(4)</sup>  $\sigma_3$  (20, 45, 70, 100, 150 kN/m<sup>2</sup>) und  $\sigma_1$  nach Mehrstufenverfahren; 3 Hz, Abbruch einer Laststufe bei  $\Delta N \geq 10.000$  oder  $\Delta \varepsilon_{1,\text{plastisch}} \geq 0,5\%$  und Fortsetzung mit nächster Laststufe

<sup>(5)</sup>  $\sigma_3 = \text{const.} = 45$  kN/m<sup>2</sup> und  $\sigma_1$  nach Mehrstufenverfahren; 3 Hz, Abbruch einer Laststufe bei  $\Delta N \geq 10.000$  und Fortsetzung mit nächster Laststufe

Tabelle 6.1: Übersicht über durchgeführte Versuche, Maßstab 1 : 2,6

Maßstab	Bewehrung	$\varphi$	c
		[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]
1 : 1	-	46,84	0
1 : 1	Secugrid 30/30 Q1	51,56	9,31
1 : 2,6	-	44,61	0 <sup>(1)</sup>
1 : 2,6	Secugrid 30/30 Q1	55,44	31,8 <sup>(1)</sup>

<sup>(1)</sup> nach Abzug einer normalspannungsunabhängigen Scherfestigkeitskomponente des unbewehrten Falls

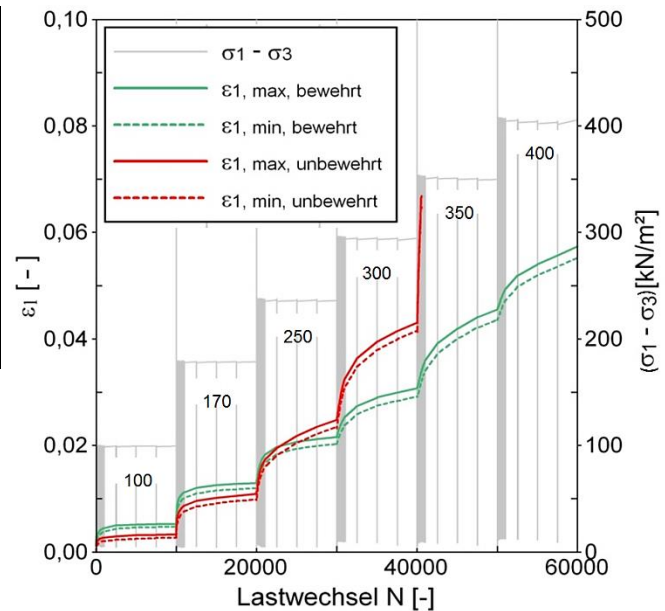


Tabelle 6.2: Gegenüberstellung von Versuchsergebnissen aus statischen Triaxialversuchen (CD,  $D_{Pr} \approx 95\%$ ), Maßstab 1 : 1 (Grauwacke) und 1 : 2,6

Abb. 6.4: Gegenüberstellung der einaxialen Stauchung der bewehrten und unbewehrten Probe bei Steigerung der Deviatorspannung nach jeweils  $\Delta N = 10.000$  Lastwechseln ( $\sigma_3 = 45 \text{ kN/m}^2$ ) (CD, DIN EN 13286-7 mod.)

Ein identisches Bild ergibt sich durch die direkte Abhängigkeit erwartungsgemäß für den Schubmodul. Die Steigerung des E-Moduls sowie analog dazu des Schubmoduls ist bereits bei sehr kleinen elastischen Verformungen ( $\varepsilon_1 = 0,004\%$ ) mit einer Steigerung um 70 % erkennbar und liegt bis zu den maximal gemessenen elastischen Dehnungen von  $\varepsilon_1 = 0,25\%$  bei rd. 25.

Der Einfluss der Bewehrung lässt sich plastisch an den Versuchen nach DIN EN 13286-7 mit modifiziertem Lastregime darstellen. Gewählt wurde für die Versuchsreihen ein Seitendruck von  $\sigma_3 = 45 \text{ kN/m}^2$ , wie er für statische Bedingungen in einer Tragschicht mit und ohne Asphaltdeckschichten im Mittel als charakteristisch angenommen werden kann. Abb. 6.4 zeigt den Verlauf der einaxialen Stauchung einer bewehrten und einer unbewehrten Probe, wobei die Spannungsdifferenz nach jeweils 10.000 Lastzyklen erhöht wurde. Bis zu Deviatorspannungen von rd. 100 kN/m<sup>2</sup> stabilisieren sich die Verformungen in beiden Proben auf einem vergleichbaren Niveau. Bei einer weiteren Steigerung der Deviatorspannung treten in der unbewehrten Probe erkennbar plastische Verformungen auf, die sich über die Anzahl der Lastwechsel aufsummieren. Die starke Stauchung der unbewehrten Probe führt zu einem gegenüber der bewehrten Probe vorzeitigen Versagen. Bei der bewehrten Probe tritt mit weiterer Steigerung der Deviatorspannungen ebenfalls eine erkennbare plastische Verformungszunahme auf, der Verformungszuwachs verläuft allerdings im Rahmen der gewählten Lastzyklenzahl nicht progressiv.

Die Auswertung des Elastizitätsmoduls für die jeweiligen Hystereseschleifen (Abb. 6.5) zeigt deutlich die höhere Steifigkeit der bewehrten Probe, die bereits bei einem geringen Spannungsniveau eine starke Zunahme der Spannungsaufnahmefähigkeit bei gleichbleibender Verformung (höherer E-Modul) gegenüber der unbewehrten Probe zeigt. Nach einer ersten Erhöhung der Deviatorspannung fällt der E-Modul zunächst kurz ab, stabilisiert sich aber nach rd. 5.000 Lastwechseln auf dem vorherigen Niveau. Interessant ist dabei, dass die bewehrte Probe über alle Deviatorspannungen eine nahezu gleichbleibende Elastizität aufweist. Der Elastizitätsmodul der unbewehrten Probe nimmt dagegen mit zunehmender Deviatorspannung infolge der Verdichtung leicht zu. Mit Erreichen des Wertes der bewehrten Probe versagt die unbewehrte Probe aufgrund der zu diesem Zeitpunkt starken Stauchung (Abb. 6.4).

Die dem jeweiligen Spannungs- und Verformungszustand zuzuordnende Dehnung der Bewehrung zeigt Abb. 6.6. Im Zentrum der Bewehrungslage wird die höchste Dehnung gemessen. Zum Rand nehmen die Dehnungen ab. Die Größenordnung der Dehnung korrespondiert zu den von Ruiken (2013) angegebenen Werten und verläuft direkt proportional zur einaxialen Stauchung der Probe. Bei einer Deviatorspannung von  $100 \text{ kN/m}^2$  (vgl. Abb. 6.4) liegt die elastische Dehnung je Lastzyklus bei 0,05 % bis 0,15 %, bei einer Deviatorspannung von  $250 \text{ kN/m}^2$  bei 0,2 % bis 0,5 %.

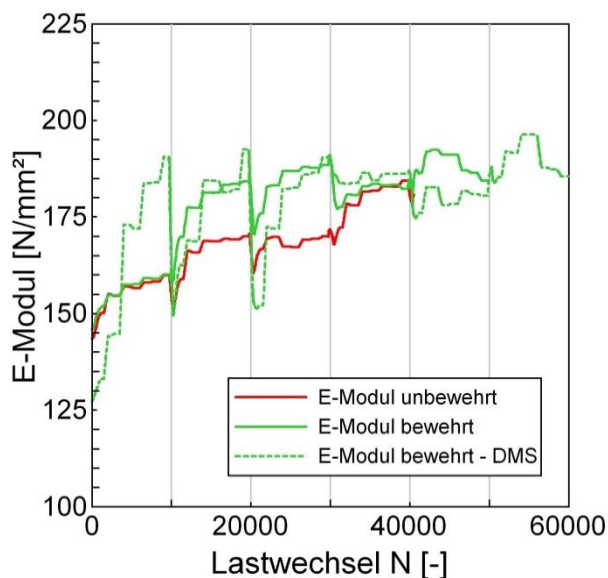


Abb. 6.5: Verlauf des Wiederbelastungsmoduls (Elastizitätsmodul E) über die Anzahl der Lastwechsel (CD, DIN EN 13286-7 mod.)

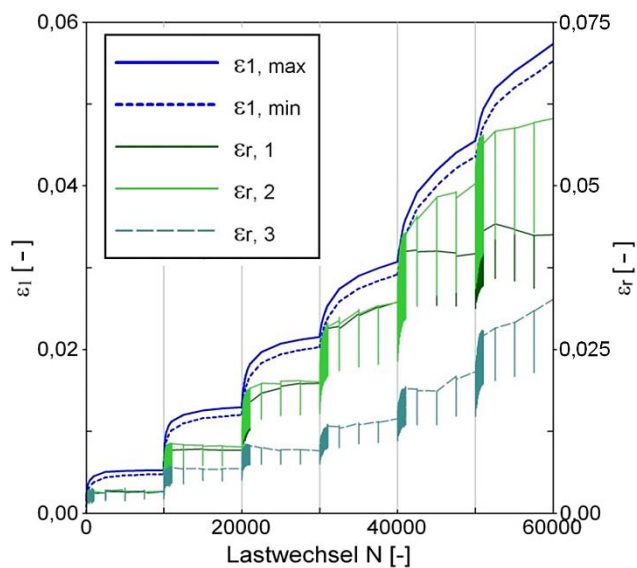


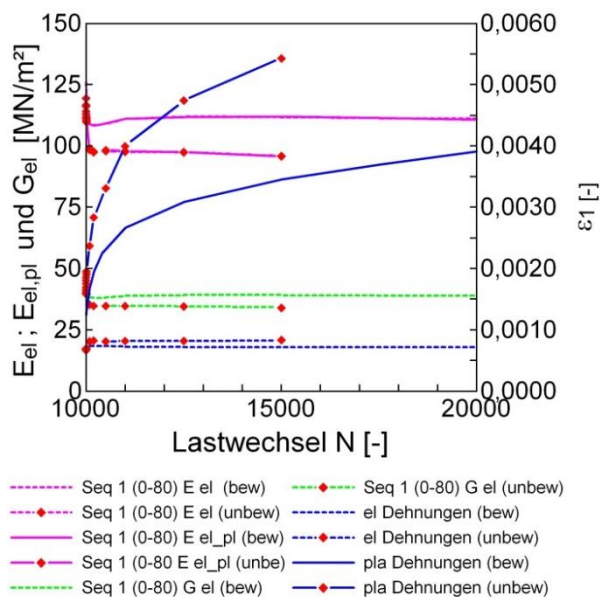
Abb. 6.6: Verlauf der gemessenen Dehnung  $\varepsilon_r$  der Bewehrung an den Messstellen 1 bis 3 (Abb. 6.2) (CD, DIN EN 13286-7 mod.)

In Abb. 6.7 und Abb. 6.8 sind Ergebnisse der CD-Versuche nach DIN EN 13286-7 für zwei verschiedene Deviatorspannungen aufgetragen. Für die Auswertung wurden die Verformungen je Hystereseschleife (bzw. Lastzyklus) nach der Steigung der Hystereseschleife im Entlastungsast (elastischer Verlauf) und den von Lastzyklus zu Lastzyklus auftretenden plastischen Verformungsanteilen aufgetrennt. In Abb. 6.7 sind Ergebnisse der zweiten Spannungsebene



aufgetragen, bei der die Anzahl der Lastwechsel für beide Proben noch weitgehend identisch sind. Die aufgetragenen elastischen Verformungen bei Entlastung bleiben sowohl in der unbewehrten als auch in der bewehrten Probe nahezu konstant. Signifikante Unterschiede zeigen sich in der Begrenzung der plastischen Verformungsanteile durch die Bewehrungsanordnung. Demzufolge fallen sowohl der Elastizitätsmodul als auch der Schubmodul für die bewehrte Probe höher aus. Der starke Anstieg der plastischen Verformungen der unbewehrten Probe führt jedoch bereits nach 7500 Lastwechseln zu einem Überschreiten des Verformungskriteriums. Die bewehrte Probe wird demgegenüber durch die Bewehrung stabilisiert.

Treten bei einer bereits mit geringen Deviatorspannungen beanspruchten Probe höhere Deviatorspannungen auf (Abb. 6.8), sind zwar die Unterschiede in den Modulen vernachlässigbar, da das Materialverhalten der Gesteinskörnung maßgebend wird, allerdings ist die unbewehrte Probe zu diesem Zeitpunkt bereits durch plastische, akkumulierte Verformungen bereits stark vorgeschädigt und weist einen geringen Abstand zum Bruchzustand auf. Die Verformungsrate je Lastwechsel  $\Delta\epsilon_1/\Delta N$  fällt daher bei der hier untersuchten relativ geringen Deviatorspannung von 170 kN/m<sup>2</sup> bereits rd. doppelt so hoch aus wie bei der bewehrten Probe.



Abbruch der unbewehrten Versuche entsprechend  
DIN EN 13286-7 bei  $\Delta\epsilon_1, \text{plastisch} \geq 0,5\%$

Abb. 6.7: Auftragung des elastischen und des elastoplastischen Elastizitätsmoduls, des Schubmoduls und der elastischen und plastischen Dehnungsanteile über die Anzahl der Lastwechsel für eine Deviatorspannung von 80 kN/m<sup>2</sup> bei  $\sigma_3 = 20$  kN/m<sup>2</sup> (CD, DIN EN 13286-7, 2. Spannungsebene)

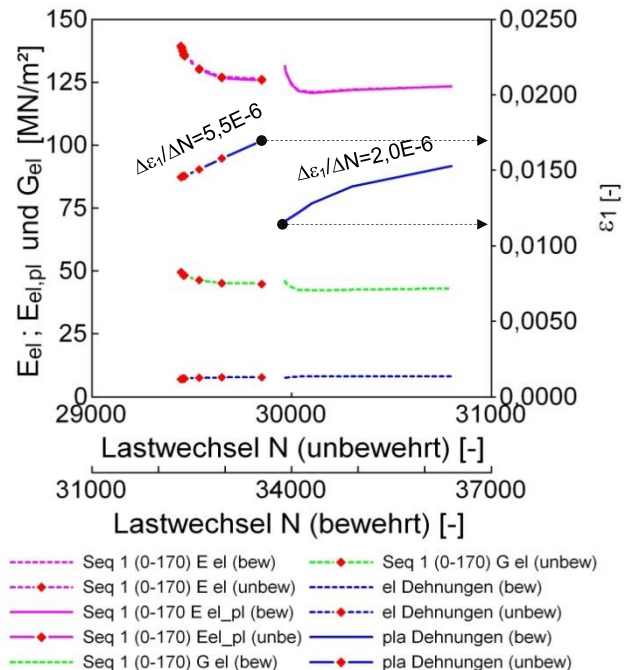


Abb. 6.8: Auftragung des elastischen und des elastoplastischen Elastizitätsmoduls, des Schubmoduls und der elastischen und plastischen Dehnungsanteile über die Anzahl der Lastwechsel für eine Deviatorspannung von 170 kN/m<sup>2</sup> bei  $\sigma_3 = 20$  kN/m<sup>2</sup> (CD, DIN EN 13286-7, 5. Spannungsebene)

## 7. Bewertung im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit ungebundener Tragschichten

Die zyklischen Triaxialversuche zeigen insbesondere bei kleinen Deviatorspannungen eine Erhöhung der Materialkennwerte Elastizitätsmodul und Schubmodul. Die Erhöhung der Materialparameter zeigt sich bereits bei sehr kleinen Verformungen und verstärkt bei etwas größeren Anfangsverformungen, die jedoch für Tragschichten, insbesondere infolge von Beanspruchungen aus Bauphasen, typisch sind. Durch die Nutzung zertifizierter Baustoffgemische kann die prozentuale Erhöhung des Kennwertes Elastizitätsmodul prinzipiell direkt auf die Bemessung von Tragschichten im klassischen Straßenbau (vorwiegend unter Nutzung ideal-elastischer Stoffgesetze) übertragen werden. Die Erhöhung des Elastizitätsmoduls zeigt sich dabei nach einigen Lastwechseln, d.h. die Bewehrung erfordert eine gewisse Aktivierung und Vordehnung, die jedoch sehr gering ausfällt und den Verformungen bei typischen Lastwechseln entspricht.

Die Untersuchungen und Betrachtungen verdeutlichen, dass plastische Verformungsanteile und damit Schädigungsinkremente je Überfahrt das Systemverhalten maßgebend bestimmen. Anhand der zyklischen Triaxialversuche konnte gezeigt werden, dass plastische Verformungsanteile durch die Bewehrungseinlagen maßgeblich reduziert werden. Bereits bei kleinen Deviatorspannungen stellen sich nach einer gewissen Vorbelastung Verspannungen ein, die direkt über den erhöhten Materialkennwert Schubmodul abgebildet werden können. Bei größeren Vorverformungen und Deviatorspannungen fällt die Begrenzung der plastischen Verformungen extrem hoch aus, da die unbewehrten Proben bereits progressiv plastifizieren. Der erhöhte Abstand zum Bruchzustand der bewehrten Proben wird auch durch deutlich erhöhte normalspannungsunabhängige Effekte (Kohäsion) und normalspannungsabhängige Effekte (Reibungswinkel) des Verbundkörpers abgebildet.

Die vorstehenden Materialkennwerte können damit systematisch in Modellberechnungen einfließen. Die Angabe pauschaler TBR-Werte (Traffic Benefit Ratio) ist demgegenüber nicht möglich. Sie sind grundsätzlich immer für ein spezielles Hauptspannungsverhältnis gültig und damit in der Aussagekraft begrenzt. Allerdings ergibt sich mit der vorgestellten Versuchsanordnung die Möglichkeit, TBR-Werte in Abhängigkeit der Hauptspannungsverhältnisse systematisch zu untersuchen und anzugeben.

Die für den Straßenbau gültigen Versuchsvorschriften sind dafür offensichtlich ungeeignet, da sie darauf ausgelegt sind, ausschließlich Materialkennwerte zu bestimmen unter der Annahme, dass der Bruchzustand bei geringen Deviatorspannungen nicht erreicht wird. Diese Annahme ist jedoch nicht grundsätzlich gerechtfertigt, da sowohl rechnerisch als auch in den Überfahrversuchen bereits bei wenigen Überfahrten große plastische Verformungen auftreten können. Die zugehörigen Deviatorspannungen weisen auf die Nähe zum Bruchzustand hin.

Demgegenüber ist die hier genutzte Versuchsanordnung der zyklischen Triaxialversuche geeignet, die kumulierten plastischen Verformungen abzubilden und damit bemessungs- und

performance-relevante Unterschiede zwischen bewehrten und unbewehrten Proben herauszuarbeiten. Die unter Einbeziehung der steifen Testfelder Tostedt und Montana ermittelten TBR-Werte für größere Tragschichthöhen zeigen, dass die zu erwartenden TBR-Werte in der Größenordnung 10 bis 100 liegen. Diese Größenordnung zeigt sich auch bei den zyklischen Triaxialversuchen, wenn die Verformung bzw. einaxiale Stauchung als Bezugswert gewählt wird.

Die Untersuchungen zeigen in Übereinstimmung mit Literaturwerten sowohl für direkt befahrene Tragschichten als auch für Tragschichten mit Asphaltdeckschichten (Numrich, 2003), dass die Tragschichten durch unerwartet hohe Deviatorspannungen beansprucht werden. Die Schädigung der Tragschichten durch erhöhte Spannungen zeigen z.B. bei der Beanspruchung durch eine 10-t-Standardachse gegenüber einer Beanspruchung durch eine 8-t-Achse bei direkter Befahrung gegenüber bisherigen Ansätzen mit einem Exponent 4 eine verstärkte Schädigung um den Exponent 8.

In allen Untersuchungen unter Nutzung eines rollenden Rades zeigen sich erhebliche Einflüsse aus dem Überrollvorgang. Die Konstruktion wird dabei durch Stauchungen und Zerrungen beansprucht, die sowohl von der Gesamtbeanspruchung (großflächige Verformung aus der Ersatzflächenlast des Fahrzeuges) als auch von der maximalen Punktlast (Radlast) abhängen.

Die Verschiebungen der Bewehrungslagen in den Testfeldern Montana und Tostedt, die einer Befahrung in nur einer Richtung unterlagen, zeigen den massiven Schubspannungseintrag in die Bewehrungslage. Da der Verlauf der Dehnungen in der Bewehrungsebene qualitativ unabhängig von der Steifigkeit des Gesamtaufbaus ist, gilt diese Beobachtung auch für steife Konstruktionen.

Abb. 7.1 zeigt eine prinzipielle Darstellung des zeitlichen Verlaufs der Haupt- und Schubspannungen in Bezug zur Bewehrungsebene in Streckenlängsachse. Die Rotation der Hauptspannungen ergibt sich analog zu Abb. 7.1 zusätzlich quer zur Fahrbahnachse, wobei die Hauptspannungsachsen rechts und links des Rades gegeneinander gekippt werden.

Diese Beobachtung verdeutlicht, dass die seitliche Randeinspannung von Bewehrungen im Regelfall nicht maßgebend wird, da die Bewehrung direkt unterhalb des Rades auf Zug gezerzt wird, die Bereiche neben den Rädern tendenziell aber infolge der Schubbeanspruchung eher gestaucht werden. Eine Zugverankerung kommt daher erst dann zum Tragen, wenn sehr große plastische Verformungen und Membranspannungen zu einer Überlagerung der Schubspannungseinträge aus dem überrollenden Rad führen.

Bei voll- oder teilgesättigten Untergründen konnten erhebliche, z.T. signifikante Porenwasserüberdrücke festgestellt werden, die zu einer lokalen Herabsetzung der Scherfestigkeit führen. Bei zyklischen Beanspruchungen können die Porenwasserüberdrücke akkumuliert werden, soweit die Zeiträume zwischen den Zyklen kurz bleiben. Die Einbeziehung der Porenwasserdrucksituation in den jeweiligen Befahrungszyklen ist damit unerlässlich.



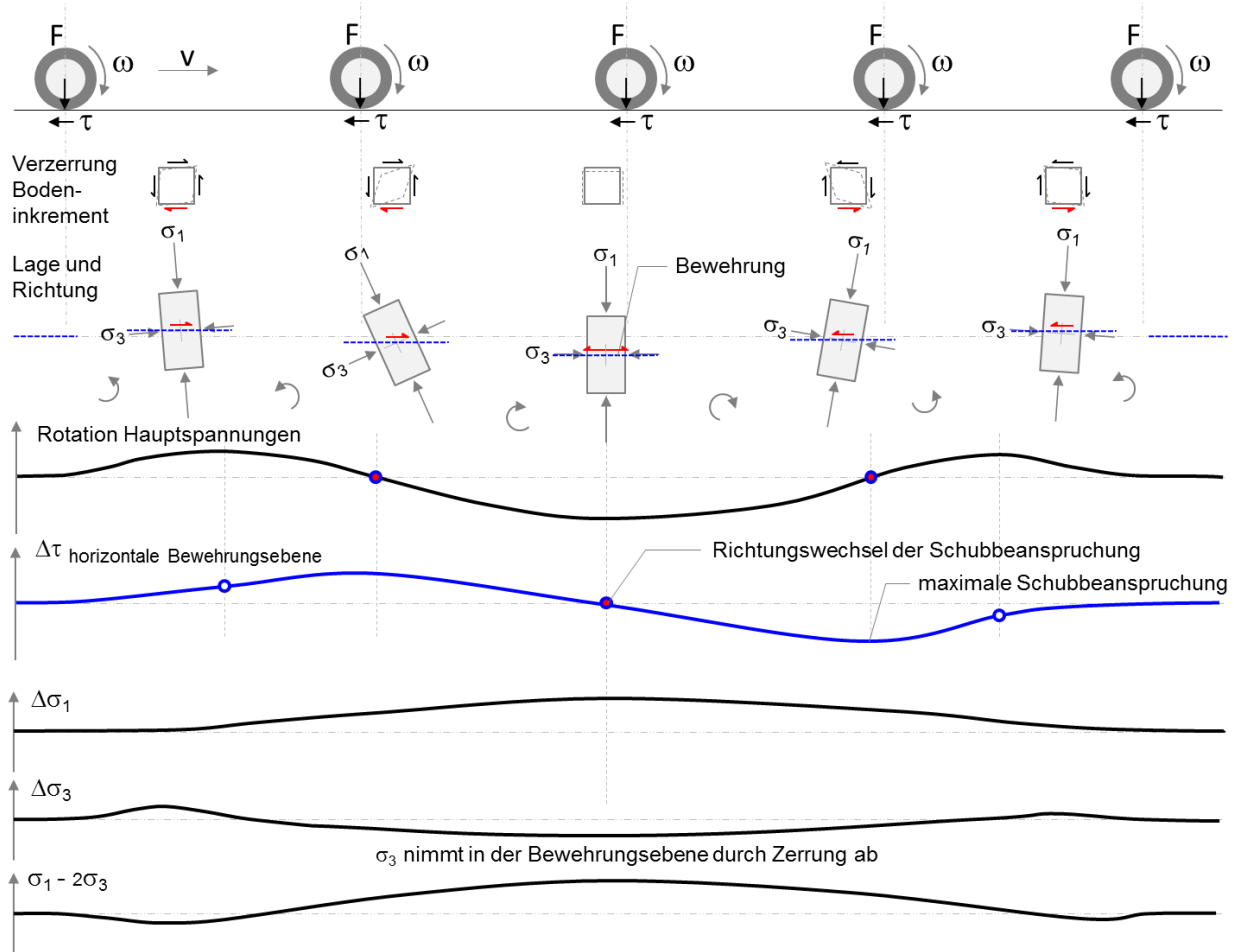


Abb. 7.1: Qualitative Darstellung der Beanspruchung einer Bewehrung bei Überfahrt

Allerdings wird in der Gesamtschau auch deutlich, dass alle einwirkenden Parameter praktisch nicht erfasst und damit auch nicht vollständig beschrieben werden können. Für das Gesamtsystem haben sich die Parameter

- Scherfestigkeit des Untergrundes unter Berücksichtigung von Porenwasserüberdrücken,
- Steifigkeit und Güte des Tragschichtmaterials wie aus dem Straßenbau bekannt,
- Dehnsteifigkeit  $J$  der Bewehrung,
- Anordnung der Bewehrungslagen (eine Aufteilung der Dehnsteifigkeit auf eine mindestens zweilagige Bewehrungsführung wirkt günstig),
- Mächtigkeit  $h_0$  der Tragschicht und
- Anzahl der Lastübergänge  $N_{10}$  sowie
- Achslast (soweit die Flächenpressung  $500 \text{ kN/m}^2$  nicht übersteigt)

als maßgeblich bestätigt. Der Elastizitätsmodul der Tragschicht ist dagegen zwar als Kennwert für die Steifigkeit und Güte des Tragschichtmaterials und der erreichten Verdichtung im Kontext des Gesamtsystems ein relevanter Kennwert, er bildet als ideal-elastischer Parameter das Materialverhalten des bewehrten ungebundenen Tragschichtmaterials jedoch nicht ausreichend

ab. Damit sind auch Prüfverfahren wie der Plattendruckversuch, die auf die Elastizität einer Tragschicht abzielen, grundsätzlich nur sehr eingeschränkt geeignet, um den Einfluss einer Bewehrung auf die Gebrauchstauglichkeit abzubilden. Da hohe Lastwechselzahlen und plastische Verformungen benötigt werden, um den langfristig zu erwartenden Effekt der Bewehrung im Gebrauchslastbereich adäquat abzubilden, sind Feldmessmethoden mit zyklisch belasteten Fallplatten zu hinterfragen. Vergleichsversuche im Feld mit zyklisch belasteten Platten weisen alle für Feldmessungen bekannten Streuungen und Unsicherheiten auf und sind bestenfalls als Reihenuntersuchungen interessant. Das rollende Rad wird allerdings in keinem Fall durch Plattendruckversuche abgebildet.

Vor dem gleichen Hintergrund sind auch die heute in der praktischen Bemessung eingesetzten numerischen Methoden nicht geeignet, den Einfluss einer Bewehrung sachgerecht abzubilden. Hintergrund ist die begrenzte Auswahl an Stoffgesetzen, die meist nur eine linear-elastische Abbildung des Bodens oder eine Versteifung des Bodens infolge von Vorlast und Spannungsänderungen zulassen.

Ausnahmen können Modelle sein, die Teilaspekte wie eine Interaktion zwischen Boden und Bewehrung modellieren. Lastzyklen hoher Anzahl werden wiederum durch Shift-Modelle abgebildet; soweit in diesen die Bewehrung bzw. deren Wirkung (Minderung der Verformungsakkumulation) nicht explizit berücksichtigt ist, bleibt der Einfluss unterbewertet und bezieht sich ausschließlich auf die in der Bewehrung induzierten Spannungen aus plastischen Dehnungsinkrementen vor und nach Ansatz der Shift-Modelle.

Zur praxisnahen Beschreibung bzw. Differenzierung von kleinen und großen Verformungen und damit als Gebrauchstauglichkeitskriterium können näherungsweise folgende charakteristische Grenzdehnungen  $\varepsilon_k$  eingeschätzt werden:

- $\varepsilon_k < 0,5 \%$  bei Anordnung der Bewehrung auf steifen Untergründen mit hohem Anfangsverformungsmodul  $E_{v2} \geq 60 \text{ MN/m}^2$
- $\varepsilon_k < 2 \%$  bei Anordnung der Bewehrung auf bindigen, weichen und plastisch verformbaren Untergründen

Aufgrund der im Anfangsbereich der Zugkraft-Dehnungs-Linie stark nichtlinearen Charakteristik wird empfohlen, die Dehnsteifigkeit von Bewehrungen für die beiden Dehnungsbereiche getrennt zu ermitteln und anzugeben. Ergänzend kann der jeweilige Minimalwert der Dehnsteifigkeit in Abhängigkeit der Richtung angegeben werden, bei biaxialen Produkten diagonal zu den Hauptzugrichtungen. Inwieweit dieser bemessungsrelevant wird, ist jedoch durch Reihenuntersuchungen in zyklischen Triaxialversuchen zu klären. Es ist davon auszugehen, dass wie bei statischen Versuchen kein signifikanter Einfluss erkennbar wird, da die Öffnungen bei Bodenbettung nur sehr eingeschränkt scherenartig verformen können und damit die Hauptspannungsrichtungen durch die Produktform vorgegeben sind und erhalten bleiben.

## 8. Zusammenfassung und Ausblick

In dieser Arbeit wird der Einfluss einer Geogitterbewehrung auf die Gebrauchstauglichkeit einer ungebundenen Tragschicht unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung untersucht und beschrieben. Ungebundene Tragschichten sind fester Bestandteil der Mehrzahl aller Straßenkonstruktionen des mitteleuropäischen und nordamerikanischen Raums und gehören zu den oberen, direkt unterhalb der Asphalt- oder Betondeckschichten angeordneten Konstruktionsschichten. Sie werden aus gebrochenen Kornfraktionen mit definierten Eigenschaften zusammengesetzt und als Baustoffgemische vor Ort eingebaut und verdichtet. Das Auflager kann dabei je nach Straßenkategorie verformungsanfällig und gering tragfähig sein oder sehr gut tragfähig. Im Bahnbau werden ungebundene Tragschichten als Schutzschichten unterhalb des Gleisschotters angeordnet. In beiden Anwendungen sind sie auch Bestandteil der Frostsicherung. Die Beanspruchungen der Tragschichten resultieren im Wesentlichen aus den Verkehrslasten, die durch die darüberliegende steife Konstruktion (Asphalttragschichten oder Gleisrost mit Gleisschotter) vergleichmäßig und abgemindert werden.

Dennoch treten in Abhängigkeit der Konstruktion auf der Oberseite einer Tragschicht verhältnismäßig hohe Spannungen auf. Da der Seitendruck durch die dünnenschichtigen Konstruktionen gering ist, sind die Tragschichten hohen Differenzspannungen ausgesetzt, die die Tragschichten verformen. Diese Verformungen sind im Regelfall sehr klein und werden erst bei einer hohen Anzahl an Lastübergängen erkennbar (Akkumulation der Verformungssinkremente). Als Teilergebnis wird zunächst festgestellt, dass trotz aller Unterschiede der Konstruktionen eine Unterscheidung zwischen Straßen- und Bahnbau für die Mehrzahl der zu diskutierenden Aspekte nicht notwendig ist, vielmehr überwiegen die mechanischen Gemeinsamkeiten.

In die Tragschicht wird nun eine polymere Gitterstruktur eingelegt, die verformungsabhängig Zugspannungen aufnehmen kann und bei kurzzeitiger Beanspruchung nahezu ideal-elastisch reagiert. Sie erzeugt daher bei einer Dehnung des Tragschichtmaterials eine rückstellende Kraft und stabilisiert das Korngerüst im Sinne einer Zugbewehrung.

In der Arbeit wird zunächst auf der Basis einer umfangreichen Literaturschau und -bewertung der vorliegenden Einzel- und Reihenuntersuchungen das mechanische Grundverständnis für geogitterbewehrte Tragschichten definiert. Leitlinie ist dabei eine mechanogene Betrachtung und Ausweisung von Spannungen und Dehnungen der Bewehrung im zeitlichen Zusammenhang mit Beanspruchungen aus Verkehrslasten und Verformungen der Tragschicht.

Herausgearbeitet werden kann dabei, dass die Bewehrung wesentlich auf die Scherfugenentwicklung, die für das Verformungs- und Bruchverhalten ungebundener Schichten maßgebend ist, einwirkt. Als maßgebende Kennwerte und Eigenschaften der Bewehrung werden die Dehnsteifigkeit und eine eigensteife Gitterstruktur identifiziert. Durch die kleinräumige Verspannung des Korngerüsts mit der Gitterstruktur wird die Ausbildung diskreter Scherfugen hin zu einer Verzweigung der Scherfugen erreicht. Damit werden die einem definierten Spannungszustand zugeordneten Verformungen reduziert und der Bruchzustand hinausgezögert.

Bei gleicher Beanspruchung ist also der Auslastungsgrad einer bewehrten Bodenprobe geringer als der einer unbewehrten Bodenprobe.

Werden Tragschichten, die als verhältnismäßig dünne Schichten mit wenigen Dezimetern Dicke aufgebaut werden, punktuell durch Verkehrslasten beansprucht, treten Biegungen auf. Anhand der in dieser Arbeit vorgestellten Messungen an drei unterschiedlichen Konstruktionen kann gezeigt werden, dass innerhalb der Konstruktion Zug- und Druckbereiche auftreten. Zur Verdeutlichung wurden sowohl sehr biegeeweiche Konstruktionen untersucht als auch sehr steife Konstruktionen mit Asphaltdeckschichten.

Als Ergebnis wird zunächst die Arbeitshypothese bestätigt, dass sich die Konstruktionen grundsätzlich identisch verhalten, sich aber die auftretenden Zug- und Druckspannungen sowie die daraus resultierenden Verformungen in der Größe unterscheiden. Maßgebend für die Größe der Zug- und Druckspannungen sowie die daraus resultierenden Verformungen sind die Eigensteifigkeit der Konstruktion sowie die Größe der Beanspruchung.

Für direkt befahrene Konstruktionen ohne steife Deckschichten wird in den eigenen Feldversuchen festgestellt, dass die bisher genutzten Beziehungen zur Prognose von möglichen Achsübergängen, die aus 8-t-Standardachslasten und Teststrecken mit Deckschichten abgeleitet wurden, nicht auf der sicheren Seite liegen. Hintergrund ist neben dem Fehlen der lastverteilenden Deckschichten, dass die heute im mitteleuropäischen Raum genutzten Fahrzeuge deutlich kompakter gebaut sind und damit höhere Ersatzlasten auftreten. Die Verformungen aus den Einzelachsen werden also additiv durch Verformungen infolge des Gesamtgewichtes des Fahrzeuges überlagert. Für die Umrechnung von 8-t-Standardachsen in 10-t-Standardachsen wird für direkt befahrene unbewehrte und bewehrte Schüttungen empfohlen, einen Schädigungsexponenten von 8 zu verwenden.

Aus der Literaturschau wurde abgeleitet, dass eine Erfassung aller Parameter bei der Untersuchung des Bewehrungseinflusses praktisch nicht gelingen kann, der Bewehrungseffekt aber nachweisbar ist. Die Systematik der eigenen Untersuchungen zielt daher darauf ab, aus den drei großen Feldmesskampagnen Tostedt, Altenberge und Skandinavienkai unter Hinzuziehung der Kampagnen Montana (USA) die unter Verkehrslasten wirkenden Spannungs- und Dehnungsbeziehungen bezogen auf die Verformungen der Tragschicht zu dokumentieren und als Bewertungskriterien für Laboruntersuchungen zu nutzen. Entwickelt wurde daher ein Modellversuch unter Nutzung einer Triaxialzelle mit zyklischer Lastaufbringung, basierend auf Untersuchungsverfahren für die Prüfung von Gesteinskörnungen des Straßenbaus.

Mit der entwickelten Versuchskonfiguration gelingt die Prüfung einer mehrfach bewehrten Schottertragschicht unter definierten Laborbedingungen und damit unter Eingrenzung verzerrender Einflüsse aus Groß- und Freifeldversuchen. In der Gegenüberstellung von Ergebnissen an unbewehrten Probenkörpern und bewehrten Probenkörpern wird nachgewiesen, dass die Bewehrung bei zyklischer Beanspruchung der Probe sowohl die Elastizität als auch die Schubaufnahmefähigkeit der Bodenprobe dahingehend verändert, dass die im Entlastungsast

ermittelten plastischen Verformungen um mehr als 30 % reduziert werden. Maßgebend für die Größenordnung der Verformungsreduktion ist wiederum das Spannungsniveau. Die im Laborversuch erzeugten Spannungsverhältnisse und gemessenen Dehnungen an der Bewehrung bzw. Stauchungen der Bodenprobe korrespondieren erwartungsgemäß mit der Größenordnung der Werte im Feld.

In der Gegenüberstellung der beobachteten Dehnungen und Spannungen mit den gewählten Versuchsbedingungen der Triaxialversuche kann selbst bei sehr geringen Verformungen ein signifikanter Beitrag der Bewehrung zur Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit gezeigt werden. Die Vorstellung, dass eine Bewehrung erst bei großen Verformungen, die für die Deckschichten selbst gar nicht mehr verträglich wären, wirkt, ist damit obsolet.

Wie gezeigt werden kann, entspricht das Tragverhalten einer Tragschicht unter Punktlasten bei Betrachtung der Spannungs- und Dehnungsbeziehungen prinzipiell dem einer punktuell beanspruchten Platte, die (in Abhängigkeit der Untergrundbedingungen) elastisch-plastisch gebettet ist. Die eingelegte Bewehrung wirkt in Analogie zum Stahlbetonbau zunächst als rissbegrenzende Komponente (Aufnahme von Schubkräften und Umlagerung von Spannungen) und übernimmt in Abhängigkeit der Verformungen mehr oder weniger große Zugkräfte.

Ein Fahrzeug bewegt sich auf einer Fahrbahn mit und ohne gebundene Deckschichten unabhängig von der Steifigkeit des Gesamtsystems immer in der eigenen Verformungsmulde, wie die zeitliche Entwicklung der Dehnungen und Stauchungen zeigt. Die einzelnen Achsen erzeugen darüber hinaus Zusatzverformungen, die als Differenzwerte meist größer sind. Die Tragschicht als Linienbauwerk ist damit bei lokal begrenzten Lasten bzw. Punktlasten (und Kombinationen daraus) im Übergangsbereich zum nicht belasteten Bereich auch Stützmomenten ausgesetzt. Eine mehrlagige Bewehrungsführung wirkt daher positiv, wie sich in den Untersuchungen Tostedt deutlich erkennbar zeigt.

Die klassische Vorstellung einer Membran, die eine verformte Tragschicht unterspannt und daher im Randbereich verankert werden muss und sehr große plastische Verformungen erfordert, um wirken zu können, gilt bestenfalls für sehr große Spurrillen, bei denen die Bruchscherfestigkeit des Bodens selbst deutlich überschritten wurde. Eine Befahrung ist unter wirtschaftlichen Aspekten bei diesen Bedingungen im Regelfall nur für sehr wenige Überfahrten sinnvoll.

Sowohl die Literaturschau als auch die im Rahmen dieser Arbeit erfolgte Nachbewertung vorliegender Testfeldergebnisse verdeutlicht die Notwendigkeit, eine Trennung der Erdbaustoffe sicherzustellen. Gitterstrukturen ohne Trenn- und Filterkomponente sind *nicht* geeignet. Die Nutzung rein geometrischer oder für stationäre Strömungsbedingungen entwickelter Filterkriterien ist offensichtlich ungeeignet, die langfristige Integrität der Schichtgrenze abzuschätzen. Anzuwenden sind vielmehr Kriterien, die für hydrodynamische Bedingungen gelten, da diese an der Schichtgrenze aufgrund der Spannungswechsel und des Spannungsniveaus anzunehmen sind. Soweit hilfsweise statische Kriterien genutzt werden, sollte vorläufig ein Sicherheitsaufschlag um den Faktor 10 im Hinblick auf notwendige Abstandskriterien gewählt werden.

In keiner der betrachteten Untersuchungen wurde ein Herausziehen der Bewehrung aus dem Randbereich beobachtet, auch nicht bei Spurrillen größer 15 cm und Einsenkungen in der Bewehrungsebene von mehr als 10 cm. Für schnelle Überfahrten und regulären Bauverkehr sind diese Maße nach Einschätzung des Verfassers bereits nicht mehr tolerierbar, wie die Geschwindigkeitsmessungen bzw. Betrachtungen zur Fahrdynamik ebenfalls gezeigt haben. Planmäßig tolerierbare Spurrillen sollten auf max. 5 cm reduziert oder dann ausgeglichen und nachverdichtet werden.

Durch die zyklisch-dynamische Beanspruchung aus Verkehr werden die aus einer Einzelüberfahrt resultierenden bleibenden Verformungen akkumuliert und damit statische Dehnungen in den Aufbau eingetragen. Statische Dehnungsanteile, die während der Bauphase aufgebaut werden, bleiben dann im System erhalten, auch wenn die darüberliegenden Schichten nochmals nachverdichtet werden. Der geogitterbewehrte Boden ist damit praktisch vorgespannt. Bedingung hierfür ist allerdings, dass eine schnelle Aktivierung der Bewehrung bei kleinen Verformungen erreicht wird und die Bewehrung nur mäßig zu Relaxation neigt.

Eine grundlegende und umfassende Materialbeschreibung des Verbundwerkstoffs ist weiterhin ebenso wenig möglich wie die des Bodens selbst. Allerdings erlaubt insbesondere die in Kap. 6 entwickelte und vorgestellte Prüfmethodik die Abbildung der wesentlichen Effekte im Hinblick auf zyklisch-dynamische Beanspruchungen und die Reduzierung der dabei auftretenden plastischen Verformungsanteile bzw. Reduzierung der Verformungsakkumulation am Verbundwerkstoff. Damit ist es möglich, unter klar definierten Laborbedingungen Übertragungsfunktionen zu entwickeln, mit deren Hilfe bei bekannten Spannungs- und Verformungszuständen der Einfluss der Bewehrung auf Korngemische praxisgerecht abgeschätzt werden kann.

Weiterführende zukünftige Untersuchungen sollten daher folgende Ziele und Arbeitsschritte verfolgen:

- Aufstellen eines Laborprogramms für zyklische Triaxialversuche analog zu Kap. 6 für bewehrte und unbewehrte Systeme mit dem Ziel der Generierung vollständiger Parametersätze für unterschiedliche Deviator- und Seitendruckspannungen unter Variation
  - der Seitendruckspannung  $\sigma_3$  in realen Grenzgrößen auf Basis der vorgelegten Feldmessungen,
  - einer Proben-Vorkonditionierung,
  - der Lastzyklenzahl,
  - des Abstandes der Bewehrungslagen,
  - der Dehnsteifigkeit der Bewehrung und
  - der Art des Tragschichtmaterials.

Aus dem Vergleich der bewehrten und unbewehrten Parametersätze können Shift-Faktoren abgeleitet werden, um den Einfluss der Bewehrung bei bekannten Spannungsverhältnissen, wie sie in der Bemessung z.B. mit FE-Modellen generiert werden können, und den jeweiligen Lastübergangszahlen abzuleiten.

Damit wird prinzipiell die

- Berücksichtigung der Übertragungsfunktionen (Shift-Faktoren) bei der Prognose von Verformungen und/oder möglicher Lastübergangszahlen im Rahmen der freien rechnerischen Bemessung

möglich. Diese kann sowohl den Straßenbau umfassen als auch Modelle, die in der Geotechnik relevant werden (kunststoffbewehrte Erde). Die Methodik bietet damit auch einen Ansatz, die nicht sachgerechte Abbildung von Bewehrungseffekten unter zyklischen Lasten mit numerischen Methoden zu umgehen.

Ebenso kann aus den Datensätzen der

- Einfluss einer Bewehrungseinlage bei erhöhten Achslasten oder reduzierter Steifigkeit der Deckschichten

abgeleitet werden. Damit ergibt sich eine unmittelbare Möglichkeit der

- Quantifizierung des Einflusses einer Bewehrung auf die Schädigungsfunktion der ungebundenen Tragschicht.

Bei Kenntnis der mechanischen Eigenschaften und deren Schädigungsfunktionen für die unbewehrten und bewehrten Tragschichten können diese Parameter unmittelbar in die Bemessung von Fahrbahnaufbauten eingebunden werden.

Die verbesserten Eigenschaften der bewehrten Tragschichten und deren hohe Duktilität erlauben dann die Reduzierung der gebundenen Deckschichten bei gleichbleibender Beanspruchung und Lebensdauerprognose, die monetäre Differenzierung der Deck- und Tragschichten oder, und das als primäres Ziel, die Verlängerung der Gebrauchsdauer für hoch belastete Verkehrsflächen mit zustandsbedingter Schwächung der Deckschichten oder zukünftig erhöhter Verkehrsbeanspruchung.

## 9. Literatur

- ASTM D 2573: Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Saturated Fine-Grained Soils. ASTM International, Philadelphia.
- ASTM D 3080-90 (1990): Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. Fassung 1990. ASTM International, Philadelphia.
- ASTM D 3999-91 (1991): Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus. Fassung 1991. ASTM International, Philadelphia.
- ASTM D 4429-04 (2004): Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio) of Soils in Place. Fassung 2004. ASTM International, Philadelphia.
- ASTM D 6637-09 (2009): Standard Test Method for Determining Tensile Properties of Geogrids by the Single or Multi-Rib Tensile Method. Fassung 2009. ASTM International, Philadelphia.
- AASHTO 93 (1993): AASHTO Guide for Design of Pavement Structures. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHO Road Test (1963), Bericht Nr. 5: Verhalten der Befestigungen. Übersetzung des Originalberichtes von 1962. Bonn.
- Abu-Farsakh, M., Nazzal, M. & Mohammad, L. (2009): Characterizing the behaviour of geogrid-reinforced crushed limestone base materials using monotonic and cyclic load tests. In I. Al-Qadi, T. Sayed, N. A. Alnuaimi & E. Masad (Hrsg.), Efficient Transportation and Pavement Systems - Characterization, Mechanisms, Simulation and Modeling: CRC Press, Balkema.
- AG Tragschichtbewehrung (2012): Straßen- und Wegebau mit Geogittern. Obernburg: IVG Industrieverband Geokunststoffe.
- Appea, A. K. (1997): In-situ Behaviour of Geosynthetically Stabilised Flexible Pavement. Blacksburg, Virginia.
- Bahia, H. U., Bosscher, P. J., Christensen, J. & Hu, Y. (2000): Layer Coefficients for New and Reprocessed Asphalt Mixes - Final Report. Madison: University of Wisconsin - Madison, Dep. of Civil and Environmental Engineering.
- Barenberg, E. (1980): Design Procedures for Soil Fabric-Aggregate Systems with Mirafi 500 X Fabric. Illinois: University of Illinois.
- BAST (2013): Nationales Innovationsprogramm Straße, BAST Forschungsförderung. <http://www.bast.de/DE/BAST/Forschung/Forschungsfoerderung/...> Programm2
- Bauer, A. (1989): Beitrag zur Analyse des Tragverhaltens von einfach bewehrten Zweischichtsystemen. Dissertation. Schriftenreihe, Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 15. München: Technische Universität München.
- Bauer, A. & Bräu, G. (1994): Untersuchungen zum Kraft-Dehnungsverhalten von Geotextilien unter Bodeneinbaubedingungen. Schlussbericht zum Forschungsvorhaben FE-Nr. 05.094 G90C im Auftrag des Bundesministers für Verkehr. München.
- Beckmann, U. & Prah, M. (1990): Anwendung von Geogittern im Straßenbau - Unterlagen zur Bemessung des ungebundenen Straßenaufbaus im Auftrag der Naue-Fasertechnik GmbH & Co. KG. Braunschweig: SIMONS & Partner GmbH.
- Bemessungsanleitung für Secugrid und Combigrid Geogitter in Tragschichten, Stand 12.12.2003. Lübbecke: Naue-Fasertechnik GmbH & Co. KG.



- Berg, R. R., Christopher, B. R. & Perkins, S. W. (2000): Geosynthetic reinforcement of the aggregate base/subbase courses of pavement structures - GMA White Paper II: Ryan R. Berg & Associates, Inc.
- Beyer, H. (1999): Zur Wirkungsweise von Geokunststoffen in ungebundenen Schichten des Straßenbaus. Dissertation. Hannover: Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen, Universität Hannover.
- Bezuijen, A. & Bezuijen, A. (2015): Rigid Body Dynamics Modeling - Mars Rover. Persönliche Kommunikation vom 21.03.2015. Delft / Gent.
- Bhandari, A. & Han, J. (2010): Investigation of geotextile–soil interaction under a cyclic vertical load using the discrete element method. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(1).
- BISAR - Bitumen Stress Analysis in Roads. Amsterdam: Shell International Oil Products BV.
- BMVBS (2013): Innovationsoffensive Straßenbau, Stand 13.04.2013: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung.
- Bräu, G. & Vogt, S. (2010): Erhöhung der Tragfähigkeit direkt befahrener Schüttungen mit Geokunststoffen – Laborversuche. *Erd- und Grundbautagung* (Bd. C 11). Münster: FGSV.
- Bräu, G. & Vogt, S. (2011): Erhöhung der Tragfähigkeit direkt befahrener Schüttungen mit Geokunststoffen. *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 1065.
- Bussert, F. (2006): Verformungsverhalten geokunststoffbewehrter Erdstützkörper. Dissertation. Schriftenreihe des Instituts für Geotechnik und Markscheidewesen, Heft 13/2006. Clausthal-Zellerfeld: Technische Universität Clausthal.
- Bussert, F. (2009): Recent Research into the Actual Behaviour of Geogrids in Reinforced Soil. Jubilee Symposium on Polymer Geogrid Reinforcement. London.
- Chaddock, B. C. J. (1988): Deformation of Road Foundations with Geogrid Reinforcement. Crowthorne.
- Chakar, T. (2011): Methode zur Klassifizierung von Tragfähigkeitsergebnissen des Falling Weight Deflectometers bei Asphaltbefestigungen. Veröffentlichung des Institutes für Straßen- und Eisenbahnwesen, Band 59. Karlsruhe: Karlsruher Institut für Technologie.
- Christopher, B. (2007): Junction strength requirements for roadway design, construction. *Geosynthetics Magazine*.
- Christopher, B. & Perkins, S. (2008): Full Scale Testing of Geogrids to Evaluate Junction Strength Requirements for Reinforced Roadway Base design. *EuroGeo 4*, 4th European Geosynthetics Conference. Edinburgh: IGS.
- Cook, J. & Horvat, F. (2014): Assessment of particle confinement within a mechanically stabilised layer. 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG). Berlin: DGGT, IGS.
- COST 333 (1999): Development of New Bituminous Pavement Design Method. Final Report of the Action. Brussels. 92-828-6796-X.
- Cuelho, E. & Perkins, S. (2009): Field Investigation of Geosynthetics Used for Subgrade Stabilization - Final report [Montana I]. Bozeman: FHWA.
- Cuelho, E., Perkins, S. & Morris, Z. (2014): Relative Operational Performance of Geosynthetics used as Subgrade Stabilization - Final report [Montana II]. Bozeman: FHWA.
- Dawson, A. (1997): Rutting in Unsurfaced Roads - Materials and Structure Interaction Effects. International Symposium on Thin Pavements, Surface Treatments, Unbound Roads (S. 9). Fredericton, New Brunswick, Canada.
- Day, R. W. (2012): Geotechnical Engineer's Portable Handbook. In: McGraw-Hill: New York, Chicago, San Francisco, Lisbon, London, Madrid, Mexico City, Milan, New Delhi, San Juan, Seoul, Singapore, Sydney, Toronto.

- Deutsche Reichsbahn (1991): Kurzbericht über das Langzeitverhalten von Planumsschutzschichten mit Geotextilien. Unveröffentlicht.
- DIN EN 13286-7 (2004): Ungebundene und hydraulisch gebundene Gemische - Teil 7: Dreiaxialprüfung mit zyklischer Belastung für ungebundene Gemische. Berlin: Deutsches Institut für Normung.
- DIN 18134 (2001): Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte: Plattendruckversuch. Berlin: Deutsches Institut für Normung.
- DIN 18134 04-2012 (2014): Baugrund - Versuche und Versuchsgeräte - Plattendruckversuch. Berlin: Deutsches Institut für Normung.
- DIN EN ISO 10318 (2005): Geokunststoffe - Begriffe (ISO 10318:2005); Dreisprachige Fassung EN ISO 10318:2006. (2006). In Normausschuss Textil und Textilmaschinen und Normausschuss Bauwesen (NABau) im DIN (Hrsg.): DIN Deutsches Institut für Normung.
- DVWK 221 (1992): Anwendung von Geotextilien im Wasserbau. Hamburg/Berlin: Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau.
- Dyer, M. R. (1985): Observations of the Stress Distribution in Crushed Glass with Applications to Soil Reinforcement. Oxford: University of Oxford.
- EAU 1996 (1996): Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen. Hafenbautechnische Gesellschaft und Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (Hrsg.). Berlin: Ernst & Sohn.
- EBGEO (1997): Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen. Berlin: Ernst & Sohn. 3-433-01324-1
- EBGEO (2010): Empfehlung für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen. In Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (Hrsg.) (2. Auflage, 2010). Berlin: Ernst & Sohn. 978-3-433-02950-3.
- Ehlert, S. (2015): Die Anwendung der RDO im Bauvertrag. Straße und Autobahn, Heft 01.2015.
- Ehrler, P. & Gündisch, W. (1999): Beitrag eingelagerter Teilchen zum Alterungsverhalten von Geotextilien. In R. Floss (Hrsg.), 6. Informations- und Vortragstagung über "Kunststoffe in der Geotechnik" (Bd. geotechnik, Sonderheft 1999). München: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).
- Emersleben, A. (2013): Vorstellung und Vergleich von Berechnungsprogrammen zur Dimensionierung von Fahrbahndecken, Literaturstudie. Claustahl-Zellerfeld: UnderYourFeet. Unveröffentlicht.
- Emersleben, A., Holm, B. & Hannemann, W. (2014): Gebrauchstauglichkeitsbeurteilung von alternativen Tragschichtaufbauten für die Zuwegung von Windkraftanlagen mittels eines fotobasierten Mess- und Auswerteverfahrens, Messen in der Geotechnik. Braunschweig: Zentrum Geotechnik, Technische Universität Braunschweig.
- Emersleben, A., Holm, B., Martin, M. & Mühler, J. (2015a): Feldversuche zur Untersuchung der Gebrauchstauglichkeit unterschiedlicher bewehrter mineralischer Tragschichten, Ergebnisse und Analysen. Abschlußbericht. Clausthal Zellerfeld: Institut für Geotechnik und Markscheidewesen, Technische Universität Clausthal. Unveröffentlicht.
- Emersleben, A., Meyer, N., Beuße, M. & Vollmert, L. (2015b): Ausführung und Bewertung von großmaßstäblichen Überfahrversuchen an geogitterbewehrten Tragschichten, 9. Geokunststoff-Kolloquium. Montabaur: NAUE GmbH & Co. KG.
- ETA 12/0531 (2012): Non-reinforcing hexagonal geogrid for the stabilization of unbound granular layers by way of interlocking with the aggregate: ed. KIWA (2012), EOTA - European Organisation for Technical Approvals.

- EU-Kommission (1990): Vorschlag zur Änderung der Richtlinie 85/3/EWG, 17. Oktober 1990. Brüssel.
- Ezzein, F. M. & Bathurst, R. J. (2014): A new approach to evaluate soil-geosynthetic interaction using a novel pullout test apparatus and transparent granular soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 42 (2014).
- Fannin, R. J. & Sigurdsson, O. (1996): Field observations on stabilization of unpaved roads with geosynthetics. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122 (No. 7).
- FHWA (1989): *Geotextile Design Examples*. Washington D.C.
- Fischer, R. (2013): Schutzschichten. In Claus Göbel & Klaus Lieberenz (Hrsg.), *Handbuch Erdbauwerke der Bahnen - Planung, Bemessung, Ausführung, Instandhaltung* (2., komplett überarbeitete Neuauflage). Hamburg: DVV Media Group GmbH - Eurailpress.
- Fischer, R., Lieberenz, K. & Haase, C. (2007): Einsatz von Geokunststoffen zum Planumsschutz. *EI-Eisenbahningenieur*.
- Floss, R. (1973): Bodenmechanische Gesichtspunkte bei der Auswahl und Dimensionierung von Straßenbefestigungen. *Straße und Autobahn*, Heft 1.
- Floss, R. (1997): ZTVE-StB 94, Fassung 1997, Kommentar mit Kompendium Erd- und Felsbau. (3. Auflage 2006). Bonn: Kirschbaum-Verlag.
- Floss, R. (2007): Ertüchtigung von Fahrbahnbefestigungen mit geotextilen Einlagen, 5. Geokunststoff-Kolloquium. Bad Lauterberg/Harz: NAUE GmbH & Co. KG. 978-3-00-023763-8.
- Floss, R. (2011): ZTV E-StB, Ausgabe 2009, Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinie für Erdarbeiten im Straßenbau. Kommentar mit Leitlinien mit Kompendium Erd- und Felsbau (4. Auflage). Bonn: Kirschbaum Verlag.
- Floss, R., Bauer, A. & Bräu, G. (2002): Entwicklung eines Bemessungsverfahrens für die Bodenbewehrung mit Vliesstoffen, basierend auf Zugversuchen im Bodenkontakt. Bonn: *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 831.
- Floss, R. & Bräu, G. (1988): Geotextilien in Baufahrstraßen. 1. Kongress Kunststoffe in der Geotechnik, K-GEO 88. Hamburg: Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau.
- Floss, R. & Bräu, G. (2002): Untersuchungen zum Verbundverhalten von Geogittern - FE-Berechnungen zur Wirkungsweise von Bewehrungen in Zweischichtsystemen. München: Technische Universität München, Zentrum Geotechnik. Unveröffentlicht.
- Floss, R. & Gold, G. (1995): Einfluß einer Vorspannung auf das Verformungsverhalten des bewehrten Zweischichtensystems. Bericht vom 30.8.1995. Utting. Unveröffentlicht.
- Floss, R., Heerten, G., Murray, H. R. & Zeffass, K.-C. (1983): Bauen mit Geotextilien. *Straße und Autobahn*, Heft 1.1983.
- Floss, R., Laier, H. & Vogel, W. (1984): Berechnungsmodelle für Verbundsysteme mit Geotextilien als Zugbewehrung in Böden, 1. Nationales Symposium Geotextilien im Erd- und Grundbau. Mainz: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV).
- Gameliak, I., Nikolaichuk, A., Korn, A., Zhurba, H. & Zotko, O. (2014): Increase of bearing capacity of soft subgrade of railway embankment by reinforcement of the geosynthetics, 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG). Berlin: DGGT, IGS.
- Gesetz zur Einführung des Neuen Kommunalen Finanzmanagements für Gemeinden im Land Nordrhein-Westfalen (NKF Einführungsgesetz NRW - NKFEG NRW) vom 16. November 2004. (2004 ): Gesetz- und Verordnungsblatt (GV. NRW.), Ausgabe 2004 Nr. 41 vom 24.11.2004.

- Giroud, J.-P. & Han, J. (2004a): Design Method for Geogrid-Reinforced Unpaved Roads - Part 1. Development of Design Method. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
- Giroud, J.-P. & Han, J. (2004b): Design Method for Geogrid-Reinforced Unpaved Roads - Part 2. Calibration and Applications. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
- Giroud, J.-P. & Han, J. (2012): The Giroud-Han design method for geosynthetic-reinforced unpaved roads - recommendation for proper use - Part 1. Geosynthetics Magazine (Feb. 2012).
- Giroud, J.-P. & Noiray, L. (1981): Geotextile Reinforced Unpaved Road Design. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 107, No. GT9, 1233-1254.
- Göbel, C., Lieberenz, K. & Nietzsch, H. (nb): Untersuchungen zum Verhalten von Tragsystemen mit Geokunststoffen an der Ausbaustrecke Leipzig-Dresden, KGEO. München: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).
- Göbel, C., Lieberenz, K. & Richter, F. (1996): Der Eisenbahnunterbau (Bd. Band 8/20). Mainz: Eisenbahn-Fachverlag, Heidelberg.
- Göbel, C., Lieberenz, K. & Weisemann, U. (1993): Dauerbelastungsversuche mit kunststoffbewehrten Tragschichten im Eisenbahnbau. Sonderheft Geotechnik der Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).
- Gold, G. (1993): Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtsystem. Schriftenreihe des Lehrstuhls für Grundbau. München: Technische Universität München.
- Góngora, I. A. G. & Palmeira, E. M. (2012): Influence of fill and geogrid characteristics on the performance of unpaved roads on weak subgrades. Geosynthetics International, 19 (No. 2).
- Góngora, I. A. G. & Palmeira, E. M. (2014): Influence of physical and mechanical properties of geogrids on the performance of unpaved roads on weak subgrades. 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG). Berlin: DGGT, IGS.
- Gotschol, A. (2002): Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung. Dissertation. Schriftenreihe Geotechnik, Heft 12. Kassel: Fachgebiet Geotechnik, Universität Gh Kassel.
- Grabe, J. & Milatz, M. (2013): Numerische Simulation der Beanspruchung eines Geogitters bei der Radüberfahrt. 8. Geokunststoff-Kolloquium. Rostock-Warnemünde: NAUE GmbH & Co. KG.
- Grabe, J. & Milatz, M. (2014): The Change of Matric Suction due to Heavy Vehicle Crossing, UNSAT Unsaturated Soils: Research & Applications Sydney, Australia.
- Grätz, B. (2009): Bewertung der Tragfähigkeit und der Standfestigkeit bestehender Asphaltstraßen zur Wahl zweckmäßiger Erhaltungsmaßnahmearten. Habilitationsschrift. Schriftenreihe des Instituts für Verkehr. Darmstadt: Fachgebiet Straßenwesen mit Versuchsanstalt, TU Darmstadt.
- Grönninger, J. & Walter, A. (2011): Rechnerische Dimensionierung von Asphaltstraßen - Prüfverfahren und Kennwerte zur Dimensionierung. Asphaltstraßentagung 2011, 10./11. Mai 2011 in Nürnberg. Köln: FGSV.
- Groot, M. d., Janse, E., Maagdenberg, T. A. C. & Berg, C. v. d. (1986): Design method and guidelines for geotextile application in road construction. Third International Conference on Geotextiles (Bd. 3). Vienna: Österreichischer Ingenieur- und Architektenverein (ÖIAV).
- Gudehus, G. (1981): Bodenmechanik. Stuttgart: Ferdinand Enke Verlag.

- Güttler, U. (1984): Beurteilung des Steifigkeits- und Nachverdichtungsverhaltens von ungebundenen Mineralstoffen. Schriftenreihe des Institutes für Grundbau, Wasserwesen und Verkehrswesen. Bochum: Ruhr-Universität Bochum.
- Haase, C. (2004): Untersuchungen zur Wirkungsweise und Bemessung von geokunststoffbewehrten Schichtsystemen in Verkehrswegen. Diplomarbeit. Fachbereich Bauingenieurwesen / Architektur. Dresden: Hochschule für Technik und Wirtschaft (HTW).
- Haliburton, T. A., Lawmaster, J. D. & McGuffey, V. C. (1981): Use of Engineering Fabrics in Transportation Related Applications, FHWA DTFH61-80-C-00094.
- Han, J. & Giroud, J.-P. (2012): The Giroud-Han design method for geosynthetic-reinforced unpaved roads - recommendation for proper use - Part 2. Geosynthetics Magazine (April/May 2012).
- Han, J. & Vollmert, L. (2015): Discussion on test conditions for reinforced flexible pavements, reinforced superstructures and calibration of models. Personal communication. Delft, 1st July 2015.
- Hausmann, M. R. & Lee, I. K. (1976): Strength Characteristics of Reinforced Soil, Symposium New Horizons in Construction Materials (Vol. 1). Bethlehem (USA): Envo. Publ. Co. Inc.
- Heerten, G. (1981): Geotextilien im Wasserbau - Prüfung, Anwendung, Bewährung. Sonderdruck aus Heft 52 (1981), Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen. Hannover: Universität Hannover.
- HeidelbergerZement (2015): Dauerhafte Hilfe für marode Straßenbankette. tHIS, Heft 2.2015.
- Heitz, C. (2006): Bodengewölbe unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Berücksichtigung von Bewehrungseinlagen aus Geogittern. Dissertation. Schriftenreihe Geotechnik, Heft 19. Kassel: Fachgebiet Geotechnik, Universität Gh Kassel.
- Helm, U. (1983): Untersuchung des bodenmechanischen Verhaltens von Mischerdstoffen, Sandwichverfahren und homogene Mischungen. Forschungsbericht, Leipzig. Unveröffentlicht.
- Henry, K. S. (1999): Geotextile Reinforcement of Low-Bearing-Capacity Soils. Comparison of Two Design Methods Applicable to Thawing Soils. Hanover.
- Hillig, J., Lieberenz, K. & Mägel, M. (1999): Zum Langzeitverhalten von Vliesstoffen im Tragsystem von Eisenbahnstrecken. In R. Floss (Hrsg.), 6. Informations- und Vortragstagung über "Kunststoffe in der Geotechnik" (Bd. geotechnik, Sonderheft 1999). München: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).
- Holtz, R. D., Christopher, B. R. & Berg, R. R. (1997): Geosynthetics in Roadways & Pavement Overlays. In Geosynthetic Engineering (1 ed.). Richmond: BiTech Publishers Ltd.
- Horvat, F. & Klompmaker, J. (2014): Investigation of confinement effect by using the multi-level shear box test. 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG). Berlin: DGGT, IGS.
- Hothan, J. & Förster, M.-O. (2005): Theoretische Betrachtungen zur Prognose des Schädigungspotenzials realer Verkehrsbelastungen. Straße und Autobahn, Heft 2.2005.
- Hufenus, R., Ruegger, R., Banjac, R., Mayor, P., Springman, S. M. & Brönnimann, R. (2006): Full-scale field tests on geosynthetic reinforced unpaved roads on soft subgrade. Geotextiles and Geomembranes, 24 (No. 1).
- Ingold, T. S. (1994): Geotextiles and Geomembranes Manual. Oxford: Elsevier Science Publishers Ltd. 1 85617 198 1.
- Jacobs, F. (2014): Ermittlung der Restzugfestigkeit und Bruchdehnung an Kriechproben. Prüfbericht an Secugrid 40/40 Q6, No. 1434. RTWH Aachen. Unveröffentlicht

- Jacobs, F. (2015a): Scherfugenentwicklung und Einfluss der Querelemente. Persönliche Kommunikation vom 17.04.2015. Aachen.
- Jacobs, F. (2015b): Verzögerung der Scherfugenbildung im Vorbruchbereich, Auswertung von biaxialen Druckversuchen. Persönliche Kommunikation vom 19.06.2015. Aachen.
- Jacobs, F., Ruiken, A. & Ziegler, M. (2012): Experimental Investigation of Geogrid Reinforced Soil under Plane Strain Conditions. Geosynthetics Asia - 5th Asian Regional Conference on Geosynthetics. Bangkok: IGS.
- Jacobs, F., Ziegler, M. & Ruiken, A. (2013): Experimental Investigation of the Stress-Strain Behaviour of Geogrid Reinforced Soil. GeoAfrica. Accra: IGS Ghana.
- Jacobs, F., Ziegler, M., Vollmert, L. & Ehrenberg, H. (2014): Explicit Design of Geogrids with a Nonlinear Interface Model. 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG). Berlin: DGGT, IGS.
- Jacobs, F., Ziegler, M., Vollmert, L. & Ehrenberg, H. (2015): Interaktionsmodell zur Beschreibung des Herausziehverhaltens von Geogittern. 11. Informations- und Vortragsveranstaltung über Kunststoffe in der Geotechnik (KGEO). München: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).
- Jaecklin, F. P. & Floss, R. (1988): Methode zur Bemessung von Geotextilien im Straßenbau auf besonders weichem Untergrund. 1. Kongress Kunststoffe in der Geotechnik, K-GEO 88 (S. 69-76). Hamburg: Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau.
- Jenkins, P. (1998): The strength of well graded cohesive fills. New Civil Engineer.
- Jenner, C. G., Watts, G. R. A. & Blackman, D. I. (2002): Trafficking of reinforced, unpaved subbases over a controlled subbase. 7th International Conference on Geosynthetics. Nice: Delmas, Gourc & Girard.
- Jessberger, H. L. (1977): Load-bearing behaviour of a gravel subbase - non-woven fabric-soft subgrade system, International Conference on the Use of Fabrics in Geotechnics (Bd. 1). Paris.
- Jessberger, H. L. & Laue, J.. (1992): Steifigkeits-und Verformungsverhalten von Tragschichten ohne Bindemittel bei hohen Beanspruchungen sowie ungleichmäßiger Verdichtung. Bonn: Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 631.
- Jewell, R. A., Milligan, G. W. E., Sarsby, R. W. & Dubois, D. (1984): Interactions between soil and geogrids, Conference Polymer Grid Reinforcement. London: Thomas Telford Ltd.
- Katzenbach, R. & Leppla, S. (2014): Untersuchungen zur Korrelation zwischen statischem und dynamischen Plattendruckversuch. Posterpräsentation. 33. Baugrundtagung. Berlin: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).
- Kempfert, H. G., Heitz, C. & Gebreselassie, B. (2006): Versuchsbericht Teil I zum F+E-Vorhaben "Modellversuche 'geokunststoffbewehrte Erdschichten über Pfählen' zur Untersuchung des Einflusses der Produktstruktur - Großmaßstäbliche Modellversuche", (No. Az.: DM-148). Kassel: Fachgebiet Geotechnik, Universität Gh Kassel. Unveröffentlicht.
- Kempfert, H. G. & Raithel, M. (2012): GEOTECHNIK nach Eurocode, Band 1: Bodenmechanik. Berlin, Wien, Zürich: Beuth.
- Khoury, C. N., Miller, G. A. & Abousleiman, Y. (2010): Effect of suction hysteresis on resilient modulus of fine grained cohesionless soil. Oklahoma.
- Kipper, R., Wegener, D. & Weisemann, U. (2010): Wirkungsweise von mehrfach bewehrten Tragschichten - ein Erfahrungsbericht. Chemnitz: Bautex 2010.
- Klompmaier, J., Lennart, S. & Copek, G. (2010): Geogrid Reinforced Railway Embankments on Soft Soil - Experiences from Field Measurements. 14th Danube-European Conference on

- Geotechnical Engineering - From Research to Design in European Practice. Bratislava, Slovakia: Slovak University of Technology, Faculty of Civil Engineering.
- Klompaker, J., Lenze, B. & Cascao, F. (2009): The use of geogrid reinforcement in infrastructural projects. 3rd Portuguese Seminar on Geosynthetics. Coimbra, Portugal: IGS-Portugal, Portuguese Geotechnical Society (SPG) and University of Coimbra (FCTUC).
- Koerner, R. M. (1986/2012): Designing for Separation & Roadway Reinforcement. In Designing with Geosynthetics (6th ed., Bd. 1). Milton Keynes: Xlibris.
- Köhler, M., Niessen, J. & Johanssen, K. (2012): Measurement of road superstructure thickness using georadar method with reference to a reflective geotextile at the formation level. (n.b.)
- Köhler, U., Herold, A. & Hering, A. (1998): Dimensionierung von Oberbauten von Verkehrsflächen und die Einschätzung der Tragkraft des Erdplanums. 25. Baugrundtagung, Stuttgart: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).
- Köhler, U. & Schwerdt, S. (2012): Erläuterungsbericht über Feldversuche zur Ermittlung der Einbaubeanspruchung an Secugrid-Geogittern. Köthen: vgs. Unveröffentlicht.
- Konietzky, H. (2006): Neue Erkenntnisse zur Wirkungsweise von Geogittern. Symposium Bauen in Boden und Fels. Esslingen: Technische Akademie Esslingen (TAE).
- Lackner, C., Bergado, D. T., Semprich, S. & Marte, R. (2014): Microscopic interaction effects of prestressed geogrids in a reinforced soil element. 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG). Berlin: DGGT, IGS.
- Laier, H. & Bräu, G. (1987): Geotextilien im Straßenbau - Wechselwirkung Geotextil-Schüttung-Verkehrslast. Essen: Haus der Technik (HDT).
- Laier, H. & Bräu, G. (1990): Wirkungsweise von Geotextilien unter intensiver dynamischer Beanspruchung - Entwicklung von Laborprüfmethoden zur Bestimmung der Wirkungsweise von Geotextilien im Boden unter dynamischer Beanspruchung. Bonn: Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 595.
- Lees, A. (2014): Measurement of the geogrid confining effect. 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG). Berlin: DGGT, IGS.
- Legat, A., Lenart, S. & Bizjak, K. F. (2009): Report st. P 436/09-740-1 on the performance test of NAUE Secugrid 40/40 Q1 built in the railway embankment. Ljubljana: Geomehanski Laboratorij ZAG, Unveröffentlicht.
- Lekarp, F., Isacsson, U. & Dawson, A. (2000): State of the Art I - Resilient Response of Unbound Aggregates. Journal of Transportation Engineering, 01-2000.
- Lenart, S. & Klompaker, J. (2014): Geogrid reinforced railway embankment on soft soil - Experiences from 5 years of field monitoring. 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG). Berlin: DGGT, IGS.
- Lieberenz, K. (1991): Erfahrungen mit der Anwendung von Planumsschutzschichten mit Geotextilien. Eisenbahningenieur, Heft 42 (1991) 3.
- Lopes, M. L. (2002): Soil-Geosynthetic Interaction. In S. K. Shukla (Hrsg.), Geosynthetics and their Application (1st ed.). London: Thomas Telford Ltd.
- Love, J. T., Burd, H. J., Milligan, G. W. E. & Houlsby, G. T. (1987): Analytical and model studies of reinforcement of a granular layer on a soft clay subgrade. Canadian Geotechnical Journal, 24.
- M GeoK - Merkblatt über die Anwendung von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaues (2005): (Ausgabe 2005, FGSV 535). Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.

- Mägel, M. (2014a): CE-Normen für Geokunststoffe und Bauproduktenverordnung – Arbeitsgrundlagen im Sächsischen Textilforschungsinstitut e. V. Bautex 2014, 11. Sächsisches Bautextilien-Symposium - Bauen mit Geokunststoffen. Chemnitz: stfi e.V., HTW, Die Bauindustrie e.V., vti e.V.
- Mägel, M. (2014b): Normen und Richtlinien für Geokunststoffe (Arbeitsstand 2013-11). Bautex 2014, 11. Sächsisches Bautextilien-Symposium - Bauen mit Geokunststoffen. Chemnitz: stfi e.V., HTW, Die Bauindustrie e.V., vti e.V.
- Magnus, M. (2002): Dimensionierung von Bodenaustausch im Straßenbau mit und ohne Geokunststoff bei Planumstragfähigkeiten  $E_{v2} < 45 \text{ MN/m}^2$ . Vortrag. Leipzig: Erfahrungsaustausch der Baugrundgutachter.
- Malakou, E. (2009): Endgültiger Abschluss der MHD-Deponie Duisburg-Sudamin. 6. Geokunststoff-Kolloquium der NAUE GmbH & Co. KG. Bad Wildungen: NAUE GmbH & Co. KG.
- Martin, D. (1988): Die Trennfunktion der Geotextilien in ungebundenen Verkehrswegebefestigungen. 1. Kongress Kunststoffe in der Geotechnik, K-GEO 88. Hamburg: Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau.
- Meshkinghalam, S. (2015): Einfluss einer Geogitterbewehrung auf das Verformungsverhalten von Asphaltstraßen bei wenig tragfähigem Baugrund, Messdaten K50n. Masterthesis. Münster: FH Münster. Unveröffentlicht.
- Merkblatt für die Verdichtung des Untergrundes und Unterbaues im Straßenbau (2003): (FGSV 516 R2). Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), AG Erd- und Grundbau.
- Meyer, N. & Elias, J. M. (1999): Dimensionierung von Oberbauten von Verkehrsflächen unter Einsatz von multifunktionalen Geogrids zur Stabilisierung des Untergrundes. In R. Floss (Hrsg.), 6. Informations- und Vortragstagung über "Kunststoffe in der Geotechnik" (Bd. geotechnik, Sonderheft 1999). München: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).
- Meyer, N. & Emersleben, A. (2007): Lastverteilung durch geokunststoffbewehrte Schüttungen auf weichem Untergrund. 5. Geokunststoff-Kolloquium. Bad Lauterberg/Harz: NAUE GmbH & Co. KG. 978-3-00-023763-8.
- Meyer, N. & Holm, B. (2012): Prüfbericht zur Untersuchung des Kraftverlaufes über die Einbindellänge bei Pull-Out-Versuchen an Secugrid 200/40 R6. Clausthal-Zellerfeld: Institut für Geotechnik und Markscheidewesen der Technischen Universität Clausthal. Unveröffentlicht.
- Meyer, N., Nernheim, A. & Emersleben, A. (2003): Influence of confining pressure, soil density and types of geogrids on soil-geogrid interaction coefficient. International e-Conference "Modern Trends in Foundation Engineering: Geotechnical Challenges and Solutions". IITM, India.
- Milatz, M. (2014): Experimentelle Untersuchung der Kapillarität bei Sand unter monotoner und zyklischer Belastung. Dresden: OHDE-Kolloquium 3-2014.
- Milatz, M. & Grabe, J. (2012): Der Einfluss bewegter Radlasten auf das dynamische System des Untergrundes. VDI-Berichte, 2160.
- Milatz, M. & Grabe, J. (2015): Zum Einfluss der Teilsättigung auf den Plattendruckversuch. geotechnik, 38 (2015), Heft 1.
- Milligan, G. W. E., Fannin, J. & Farrar, D. M. (1986): Model and Full Scale Tests of Granular Layers reinforced with a Geogrid. Third International Conference on Geotextiles. Vienna.
- Minažek, K. & Mulabdić, M. (2014): Determination of reinforced soil stiffness by static plate load test, 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG). Berlin: DGGT, IGS.



- MMB (2013): Merkblatt Materialtransport im Boden. In Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) (Hrsg.). Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, Eigenverlag.
- Moghaddas-Nejad, F. & Small, J. C. (2003): Resilient and Permanent Characteristics of Reinforced Granular Materials by Repeated Load Triaxial Tests. ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 26 (No. 2).
- Mollenhauer, K. (2008): Dimensionierungsrelevante Prognose des Ermüdungsverhaltens von Asphalt mittels einaxialer Zug-Schwellversuche. Dissertation. Braunschweig: Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina.
- Moormann, C., Aschrafi, J. & Hamad, F. (2015): Numerische Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten und zur Optimierung von ein- und mehrlagig bewehrten Erdkörpern auf punktförmigen Traggliedern unter ruhenden und zyklischen Einwirkungen. In M. Ziegler & G. Bräu (Hrsg.), 15. Informations- und Vortragsveranstaltung über Kunststoffe in der Geotechnik, FS-KGEO 2015. München: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).
- Müller-Rochholz, J. (1999): Verformungsverhalten von geosynthetischen Bewehrungen im Gebrauchslastbereich. Münster. Unveröffentlicht.
- Müller-Rochholz, J. (2008): Geokunststoffe im Erd- und Strassenbau (2. Auflage). München/Unterschleißheim: Werner Verlag / Wolters Kluwer Deutschland.
- Müller, S. & Haase, C. (2013): Geokunststoffe im Bahnbau - gestern-heute-morgen. In Kent von Maubeuge (ed.), 8. Geokunststoff-Kolloquium. Rostock-Warnemünde: NAUE GmbH & Co. KG.
- Müller, W. (2011): Zur Bemessung der Verankerung von Bewehrungsgittern aus Kunststoff beim Schutz von Böschungen vor hangparallelem Gleiten. Bautechnik, 88.
- Musewald, J. & Metzing, A.-H. (2001): Vermeidung von Schäden an Pflasterbelägen. Esslingen: Technische Akademie Esslingen (TAE).
- Myles, B. (1987): A review of existing geotextile tension testing methods. Geotextile Testing and the Design Engineer.
- NCHRP (2004): Guide for Mechanistical-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures. Final Report, Part 1, Part 2: National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), Transportation Research Board.
- Nernheim, A. (2005): Interaktionsverhalten von Geokunststoff und Erdstoff bei statischen und zyklischen Beanspruchungen (No. 3-938924-02-0). Dissertation. Clausthal-Zellerfeld: Insitut für Geotechnik und Markscheidewesen, Technische Universität Clausthal.
- Netlon (without date, approx. 1989): The long-term performance of 'Tensar' geogrids. Blackburn, England.
- Nimmesgern, M. (1999): Änderung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens von Sand durch Einlage von Geokunststoffen. In F. Floss (Hrsg.), 6. Informations- und Vortragstagung über "Kunststoffe in der Geotechnik" (Bd. geotechnik, Sonderheft 1999, S. 179-188). München Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).
- Numrich, R. (2003): Modellierung des nichtlinear-elastischen Verformungsverhaltens von Tragschichten ohne Bindemitteln. Dissertation. Dresden: Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden.
- OECD (1991): Ground Engineering Applications of Geotextiles in Road Construction and Maintenance (Deutsche Übersetzung). Bad Godesberg.

- Pachomow, D. (2007): Kalibrierung von Dehnungsmessstreifen auf Secugrid-Geogittern, Anmerkungen zu Kalibrierungsergebnissen. Cottbus: BTU Cottbus, Prof. Wichter / FMPA Cottbus. Unveröffentlicht.
- Palmeira, E. M. (1981): Geotextiles as reinforcement of embankments on soft soils. Federal University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil.
- Palmeira, E. M. (1998): Geosynthetic Reinforced Unpaved Roads on Very Soft Soils: Construction and Maintenance Effects. In R.K. Rowe (Hrsg.), Sixth International Conference on Geosynthetics (Bd. 2). Atlanta, Georgia USA: Industrial Fabrics Association International.
- Pass, F. & Hunstock, K. (2007): Freie Bemessung des Straßenoberbaus - Baustelle S 286 Neubau westlich Mülsen, 1. BA. viafocus - Technische Informationen der EUROVIA.
- Perkins, S. W. & Christopher, B. (2009): Development of design charts for unpaved roads using NAUE Geosynthetics, final report. Bozeman/Roswell: Western Transportation Institute, Montana State University, Bozeman & Christopher Consultants. Unveröffentlicht.
- Perkins, S. W. & Christopher, B. (2012): Evaluation of AASHTO'93 Layer Coefficients for Pavements Reinforced with NAUE Geogrids. Bozeman/Roswell: Western Transportation Institute, Montana State University, Bozeman & Christopher Consultants. Unveröffentlicht.
- Perkins, S. W., Christopher, B., Cuelho, E. L., Eiksund, G. R., Hoff, I., Schwartz, C. W., Svanø, G. & Watn, A. (2004): Development of design methods for geosynthetic reinforced roads - final report (No. DTFH61-01-X-00068). Bozeman: Department of Civil Engineering, Montana State University.
- Perkins, S. W., Christopher, B., Lacina, B. A. & Klompmaker, J. (2012a): Mechanistic-empirical modeling of geosynthetic-reinforced unpaved roads. ASCE International Journal of Geomechanics.
- Perkins, S. W., Christopher, B. R., Cuelho, E. L., Eiksund, G. R., Schwartz, C. S. & Svanø, G. (2009): A mechanistic-empirical model for base-reinforced flexible pavements. International Journal of Pavement Engineering, 10 (2).
- Perkins, S. W., Christopher, B. R. & Klompmaker, J. (2012b): Reinforced Flexible Pavement Layer Coefficient determined by Mechanistic-Empirical Modeling. EuroGeo 5 (Bd. 1). Valencia.
- Perkins, S. W., Christopher, B. R. & Klompmaker, J. (2013): Layer Coefficient Ratio for Reinforced Pavements and the Influence of Pavement Thickness and Subgrade Strength, Geosynthetics 2013. Long Beach, California.
- Perkins, S. W. & Edens, M. Q. (2003): A Design Model for Geosynthetic-Reinforced Pavements. International Journal of Pavement Engineering.
- Plehm, T. (2013): Erläuterungen zur RStO 2012, VSVI-Seminar am 04.02.2013. Frankfurt (Oder): VSVI Berlin-Brandenburg.
- Popik, M. & Tighe, S. (2007): The effect of subgrade modulus sensitivity on pavement design, 10th International Conference on Asphalt Pavements (Bd. 3). Quebec City, White Bear Lake: International Society for Asphalt Pavements.
- Powell, W. D., Potter, J. F., Mayhew, H. C. & Nunn, M. E. (1984): The structural Design of Bituminous Roads (No. TRRL 1132). Crowthorne.
- Prüfbedingungen für Geokunststoffe des Eisenbahn-Bundesamtes (2014). Bonn: Eisenbahnbundesamt (EBA), Referat 21.
- Qian, Y. (2009): Experimental study on triangular aperture geogrid-reinforced bases over weak subgrade under cyclic loading. University of Kansas.
- Ramalho-Ortigao, J. A. & Palmeira, E. M. (1982): Geotextile performance at an access road on soft ground near Rio de Janeiro. 2nd International Conference on Geotextiles (Bd. 1). St. Paul, Minnesota: IFAI.

- Rankilor, P. R. (1981): Membranes in Ground Engineering. Chichester: John Wiley & Sons, Inc.
- Raumann, G. (1982): Geotextiles in Unpaved Roads: Design Considerations. Second International Conference on Geotextiles (Bd. II). Las Vegas: Industrial Fabrics Association International.
- RDO Asphalt 09 (2009): Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht. Ausgabe 2009, Bd. FGSV 498 R1. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), AG Infrastrukturmanagement.
- Reichenbach, H. & Rumpelt, T. (2007): Dynamische Langzeitstabilität des Unterbaus in Verkehrswegen für LKWs. D-A-CH-Tagung. Vienna: Arsenal Research in Zusammenarbeit mit OGE, DGEB, SGEB.
- Retzlaff, J. (2000): Einsatz von Geogittern im Straßenbau unter ungebundenen Tragschichten bei besonderer Berücksichtigung zeitabhängiger Faktoren. Diplomarbeit. Wismar: Hochschule Wismar.
- Retzlaff, J. (2007): Verhalten von Geokunststoffbewehrungen unter zyklischer Beanspruchung, Dissertation. Veröffentlichung des Institutes für Geotechnik, Heft 3/2007. Freiberg: Technische Universität Bergakademie Freiberg.
- Reuter, E., Klompaker, J. & Vollmert, L. e. (2000): Secugrid-Handbuch - Anwendung und Bemessung in Beispielen. Geokunststoffe in der Geotechnik. Lübbecke: Naue-Fasertechnik GmbH & Co. KG, Eigenverlag.
- Richardson, G. (1998): Geosynthetics in pavement systems applications. Section 1 Geogrids & Section 2 Geotextiles. White Paper. Prepared for AASHTO: Geosynthetic Materials Association (GMA).
- Richter, C. A. (2006): FHWA-HRT-04-079 - Long Term Pavement Performance Program. Seasonal Variations in the Moduli of Unbound Pavement Layers. Georgetown.
- RICHTLINIE 96/53/EG des Rates zur Festlegung der höchstzulässigen Abmessungen für bestimmte Straßenfahrzeuge im innerstaatlichen und grenzüberschreitenden Verkehr in der Gemeinschaft sowie zur Festlegung der höchstzulässigen Gewichte im grenzüberschreitenden Verkehr (1996). In Rat der Europäischen Union (Hrsg.) (Bd. RICHTLINIE 96/53/EG). Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaften Nr. L 235/59.
- Ril 836 (2008): Erdbauwerke und sonstige geotechnische Bauwerke planen, bauen und instand halten. Frankfurt am Main: DB Netz AG - Fahrwegtechnik - I.NVT 4.
- Ril 836 (2014): Erdbauwerke und sonstige geotechnische Bauwerke planen, bauen und instand halten. In Fahrwegtechnik - I.NVT 4 DB Netz AG (Hrsg.) (4. Aktualisierung). Frankfurt am Main: DB Netz AG - Fahrwegtechnik - I.NVT 4.
- Riße, J. (1993): Grundprinzipien der Bewehrten Erde. In F. Saathoff & J. Riße (Hrsg.), Geokunststoffe in bewehrten Erdkörpern. Essen: Haus der Technik (HDT).
- Röchter, L. (2011): Systeme paralleler Scherbänder unter Extension im ebenen Verformungszustand. Dissertation. Bochum: Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, Ruhr-Universität Bochum.
- Roscoe, K. H., Bassett, R. H. & Cole, E. R. L. (1967): Principal axes observed during simple shear of a sand, Geotechnical Conference Oslo 1967 on shear strength properties of natural soils and rocks. Oslo: Norwegian Geotechnical Institute.
- Roßberg, K., Wellner, F. & Gleitz, T. (1996): Untersuchungen zum Einsatz von Geokunststoffen im Straßenbau: Dynamische Belastungsversuche in einem großmaßstäblichen Versuchsstand. Forschungsbericht im Auftrag der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG).

- RStO 01 (2001): Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen. (2001 ed.). Köln: FGSV - Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- RStO 12 (2012): Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen. (2012 ed.). Köln: FGSV - Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- Ruddock, E. C., Potter, J. F. & McAvoy, A. R. (1982): A full-scale experiment on granular and bituminous road pavements laid on fabrics. Second International Conference on Geotextiles (Bd. II). Las Vegas: IFAI - Industrial Fabrics Association International.
- Rüegger, R. & Hufenus, R. (2003): Bauen mit Geokunststoffen - Ein Handbuch für Geokunststoff-Anwender. St. Gallen: Schweizerischer Verband für Geokunststoffe (SVG).
- Ruiken, A. (2010): Untersuchung der Bewehrungswirkung von Geogittern anhand großmaßstäblicher Triaxialversuche. Forschungsbericht. Aachen: Institut für Geotechnik Unveröffentlicht.
- Ruiken, A. (2013): Zum Spannungs-Dehnungsverhalten des Verbundbaustoffs "geogitterbewehrter Boden". Dissertation. Aachen: Fakultät für Bauingenieurwesen, Lehrstuhl für Geotechnik, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule (RWTH).
- Ruiken, A. & Ziegler, M. (2008): Effect of reinforcement on the load bearing capacity of geosynthetic reinforced soil. 4th European Geosynthetics Conference. Edinburgh: IGS.
- Ruiken, A. & Ziegler, M. (2009): Materialverhalten des Verbundbaustoffs "geogitterbewehrter Boden" aus großen triaxialen Druckversuchen. geotechnik 32 (2009) Nr. 3).
- Saathoff, F. (1987): Marktformen und Grundsätzliches zur Wirkungsweise von Geotextilien. Hannover: Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Universität Hannover.
- Saathoff, F. (1991): Geokunststoffe in Dichtungssystemen - Laboruntersuchungen zum Verhalten von Geotextilien und Kunststoffdichtungsbahnen. Sonderdruck aus Heft 72 (1991). Hannover: Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Universität Hannover.
- Saathoff, F. & Horstmann, H. (1999): Geogitter als Bewehrung in ungebundenen mineralischen Schichten, I und II. Straßen und Tiefbau, 05/99 und 06/99.
- Scarpelli, G. & Wood, D. M. (1982): Experimental Observations of Shear Band Patterns in Direct Shear Tests, IUTAM Symposium: Balkema.
- Schad, H. & Beyer, H. (2001): Erhöhung der Tragfähigkeit ungebundener Tragschichten über nicht ausreichendem Erdplanum durch Bewehrungslagen aus Geokunststoffen. Abschlussbericht zum Forschungs- und Entwicklungsvorhaben FE-Nr. 05.105G951 im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr. Stuttgart.
- Schmidt, H.-H. (1988): Standsicherheit und Bemessung kunststoffbewehrter Stützbauwerke, 1. Kongress Kunststoffe in der Geotechnik. K-GEO 88 (S. 127-137). Hamburg: Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau.
- Schubert, C. (2005): Praxisorientierte Wirkungsvergleiche biegesteifer/biegeschlaffer Geokunststoffe im Erd- und Straßenbau unter Berücksichtigung der Schwingungsausbreitung auf der Halbraumoberfläche. Dissertation. Marburg: Fachbereich Geowissenschaften der Philipps-Universität Marburg.
- Schulz, W. & Witte, R. (1991): Verhalten von Bewehrungen aus polymeren Kunststoffgittern im Erd- und Wegebau bei lokal begrenzter Zugkrafteinleitung. Bauingenieur, 66 (1991).
- Schwabbaur, T., Fillibeck, J. & Floss, R. (2002): Ermittlung von Zusammenhängen zwischen dem CBR-Wert des Tragschichtmaterials und der Tragfähigkeit  $E_{v2}$  von Tragschichten ohne Bindemitteln. Bonn: Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 852.

- Schwerdt, S., Turczynski, U. & Möllers, C. (2004): Die Anwendung von Geokunststoffen zur Verbesserung der Tragfähigkeit und zur Verringerung der Spurrinnentiefe im Erdbau des Straßenbaus - Kenntnisstandanalyse Stand 05/2004. Dessau: Arbeitspapier der AG 6.4 des AK 5.2 der DGGT. Unveröffentlicht.
- Sellmeijer, H. J. B. (1990): Design of Geotextile Reinforced Paved Roads and Parking Areas. Geotextiles, Geomembranes and Related Products (S. 177-182). Rotterdam: Balkema. 90-6191-1192.
- Sellmeijer, H. J. B. (2014): Ontwerp van geokunststof voor toepassing onder onverharde wegen - Methode Sellmeijer. GEOKUNST, 2014 (Januari; April).
- Sellmeijer, H. J. B., Kenter, C. J. & van den Berg, C. (1982): Calculation Method for a Fabric Reinforced Road. Second International Conference on Geotextiles (Bd. Vol. 3, S. 393-398). Las Vegas: Industrial Fabrics Association International.
- Stahl, M. (2011): Interaktion Geogitter-Boden: numerische Simulation und experimentelle Analyse. Dissertation. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik, Band 2011. Freiberg: Technische Universität Bergakademie Freiberg
- Straube, E. (2007): Standardisierte Bemessung von Verkehrsflächen nach den RStO 01. Duisburg Essen: Fachgebiet Straßenbau, Universität Duisburg-Essen.
- Straube, E. & Krass, K. (2009): Straßenbau und Straßenerhaltung (9., völlig neu bearbeitete Auflage). Berlin: Erich Schmidt Verlag. 978-3-503-11254-8.
- Subaida, E. A., Chandrakaran, S. & Sankar, N. (2009): Laboratory performance of unpaved roads reinforced with woven coir geotextiles. Geotextiles and Geomembranes, 27(No. 3).
- Sun, X., Han, J., Wayne, M. H., Parsons, R. L. & Kwon, J. (2014): Repetitive static plate load tests on triaxial geogrid-stabilized base courses over weak subgrade. 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG). Berlin: DGGT, IGS.
- tBU-Newsletter 18. (2009): Beschädigung von Geotextilien beim Einbau. Greven: tBU.
- Timmers, V. (2003): Interaktion von Geogittern und Füllboden, Bericht über bodenmechanische Laborversuche. Aachen: Geotechnik im Bauwesen, RWTH Aachen. Unveröffentlicht.
- TL-SoB-StB04/07 (2007): Technische Lieferbedingungen für Baustoffgemische und Böden zur Herstellung von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau (Ausgabe 2004 / Fassung 2007, Bd. FGSV 697). Köln: FGSV - Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, AG "Gesteinskörnungen, Ungebundene Bauweisen".
- TM 4-2014-10592 (2014): I.NVT 4 zu Ril 836, Freigabe (Serien- / Anwenderfreigabe), Umsetzung der Prüfungsbedingungen für Geokunststoffe des EBA vom 01.07.2014. Fahrwegtechnik - I.NVT 4 DB Netz AG (Hrsg.). Frankfurt: DB Netz AG.
- TM 2013-256 zu Ril 836.4105 (2013): Vliesstoffe zur Planumsverbesserung zum Einsatz im Bestandsnetz (Einbau direkt unter dem Schotter). Fahrwegtechnik - I.NVT 4 DB Netz AG (Hrsg.) (30.11.2013 ed.). Frankfurt am Main: DB Netz AG - Fahrwegtechnik - I.NVT 4.
- TP BF-StB Teil B 8.3 (2012): Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau, Dynamischer Plattendruckversuch mit Leichtem Fallgewichtsgesetz. AG Erd- und Grundbau FGSV - Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), FGSV 591 B 8.3. Köln: FGSV - Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- Turczynski, U., Schwerdt, S. & Retzlaff, J. (2005): Untersuchungen zur Wirkung von Geogittern unter ungebundenen Tragschichten. Kunststoffe in der Geotechnik, FS KGEO (S. 23-27). München: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).
- Uzan, J. (1992): Resilient characterization of pavement materials. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 16.

- Valero, S. N., Sprague, C. J. & Wrigley, N. E. (2014): Full scale trafficking of geogrid reinforced sections under realistic service conditions. 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG). Berlin: DGGT, IGS.
- van Eekelen, S. J. M., Bezuijen, A., Lodder, H. J. & van Tol, A. F. (2012): Model experiments on piled embankments. Part II. Geotextiles and Geomembranes, 32 (2012).
- van Gurp, C. A. P. M. & Westera, G. E. (2008): Geogrid Trial Road Base NL 2008 - Final Report for NAUE. (No. e0701045-2). Apeldoorn: KOAC. Unveröffentlicht.
- van Niekerk, A. A. (2002): Mechanical behaviour and performance of granular bases and subbases in pavements. Dissertation. Delft: Technische Universität Delft.
- Vardoulakis, I. (1977): Scherfugenbildung in Sandkörpern als Verzweigungsproblem. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik, Ausgabe 70. Karlsruhe: Universität Fridericiana Karlsruhe.
- Vega-Meyer, R. & Sierra Discua, D. (2014): Improvement of bearing capacity and reinforcement of a road embankment constructed over soft saturated soils using polymeric geogrids. 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG). Berlin: DGGT, IGS.
- Velske, S., Mentlein, H. & Eymann, P. (2009): Strassenbau / Strassenbautechnik (6. neu bearbeitete Auflage). Köln: Werner Verlag / Wolters Kluwer Deutschland.
- Vogel, W., Lieberenz, K., Neidhard, T. & Wegener, D. (2011): Zur dynamischen Stabilität von Eisenbahnstrecken mit Schotteroberbau auf Weichschichten. Eisenbahntechnische Rundschau (ETR), September 2011, Nr. 9.
- Vogt, N., Bräu, G. & Vogt, S. (2011): Einsparung von hochwertigen Dammbaustoffen durch die Erhöhung der Tragfähigkeit von direkt befahrenen Schüttungen mit Geokunststoffen. Schlussbericht zum Forschungsvorhaben FE-Nr. 05.140/2005/AG. München: Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München.
- Vollmert, L. (1997): Einfluss der Gerätekonfiguration bei der Ermittlung der Scherparameter von Sand im direkten Scherversuch. Diplomarbeit. Hannover: Fachbereich Bauingenieurwesen, Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hannover. Unveröffentlicht.
- Vollmert, L. (2004): Tragschichtbewehrung im Eisenbahn- und Straßenbau - Grundsatzfragen und Forschungsbedarf. Vortrag "Forschungsforum Secugrid", 14. – 15. Februar 2004 in Pr. Oldendorf. Lübbecke: Naue Fasertechnik GmbH & Co. KG. Unveröffentlicht.
- Vollmert, L. (2014): Stabilisierung ungebundener Tragschichten im Straßen- und Wegebau - eine Standortbestimmung. geotechnik, 37(3).
- Vollmert, L. & Besser, J. (2009): Bewehrung ungebundener Schüttungen - Validierung von Bemessungsgrößen anhand von Baustellenmessungen. Vortrag anlässlich des 6. NAUE-Geokunststoffkolloquium. 22. Januar 2009. Bad Wildungen: NAUE GmbH & Co. KG.
- Vollmert, L., Beuße, M., Emersleben, A., Lhotzky, K. & Milatz, M. (2014): Setup of unique full scale trafficking trials of reinforced unbound pavements – motivation and first results. 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG). Berlin: DGGT / IGS.
- Vollmert, L., Emersleben, A. & Retzlaff, J. (2013): Zyklische Beanspruchung von Geogittern im Gebrauchslastbereich gebundener Straßenoberbauten. 10. Informations- und Vortragsveranstaltung über Kunststoffe in der Geotechnik (Bd. Sonderheft geotechnik). München: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).
- Vollmert, L., Kahl, M., Giegerich, G. & Meyer, N. (2006): Schleuse Neuer Hafen, Bremerhaven - In-situ-Verifizierung eines erweiterten Berechnungsverfahrens für geogitterbewehrte

- Gründungspolster über vertikalen Traggliedern. 29. Baugrundtagung. Bremen: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).
- Vollmert, L., Klompaker, J. & Emersleben, A. (2015a): Geogitter im Unterbau von Straßen- und Wegen – Erkenntnisse aus großmaßstäblichen Befahrungsversuchen, Grenzen und Optionen. Straßen- und Tiefbau, 2/2015.
- Vollmert, L., Niehues, C., Pauls, W., Pachomow, D., Herold, A. & Verstraaten, W. (2012a): Sustainable concrete panel walls - Current development on interaction of earthworks, reinforcement and facing. 5th European Geosynthetics Congress. Valencia: IGS.
- Vollmert, L. & Post, A. (2010): Baustraßen und Arbeitsebenen auf extrem weichen Untergründen - baubetriebliche Anforderungen und planerische Lösungen. In R. A. Hermann & D. Adam (Hrsg.), Symposium Baugrundverbesserung in der Geotechnik. Siegen: Universität Siegen / TU Wien.
- Vollmert, L., Psiorz, C. & Iken, M. (2015b): Review ausgewählter Beiträge der 10th ICG 2014 in Berlin zur Bewehrung ungebundener Schüttungen von Verkehrsflächen - Stand der Technik und Großversuche. In Gerhard Bräu (Hrsg.), 11. Informations- und Vortragsveranstaltung über Kunststoffe in der Geotechnik (KGEO) (Bd. Sonderheft geotechnik ). München: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).
- Vollmert, L., Urbanski, D., Recker, C. & Ehrenberg, H. (2010): Execution and field measurements of a 12 m high reinforced and lime stabilized noise protection wall. 9th International Conference on Geosynthetics (Bd. 4). Guarujá, Brazil: IGS.
- Vollmert, L., Werth, K., Emersleben, A. & Holm, B. (2012b): In-Situ-Bearbeitungen eines Geogitters im Verankerungsbereich einer Oberflächendichtung am Beispiel der Pochsandhalde Zellerfelder Tal. 28. Fachtagung "Die sichere Deponie". Würzburg: SKZ.
- Vollmert, L. & Wittemöller, J. (2000): Secugrid-Anwendung im Grenzbereich  $E_{v2} << 5 \text{ MN/m}^2$  - Testfelder Neuenhutorfer Moor. Abschlussbericht. Lemförde: BBG Bauberatung Geokunststoffe GmbH & Co. KG. Unveröffentlicht.
- Voss, R. (1961): Lagerungsdichte und Tragwerte von Böden bei Straßenbauten. Straße und Autobahn, Jahrgang 12 (4/61).
- Walz, B. (1982): Bodenmechanische Modelltechnik als Mittel zur Bemessung von Grundbauwerken. Forschungs- und Arbeitsberichte aus den Bereichen Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen, Band 1. Wuppertal: Fachbereich Bautechnik, Universität GH Wuppertal.
- Wang, Z., Jacobs, F. & Ziegler, M. (2014): Experimental and DEM investigation of pull-out behaviour of geogrid embedded in granular soil. 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG). Berlin: DGGT, IGS.
- Watts, G. R. A., Blackman, D. I. & Jenner, C. G. (2004): The performance of reinforced unpaved sub-bases subjected to trafficking. Eurogeo 3. Munich: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).
- Wayne, M. H., Kwon, J. & White, D. J. (2014): Assessment of pavement foundation stiffness using cyclic plate load test. 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG). Berlin: DGGT, IGS.
- Webster, S. L. & Alford, S. J. (1978): Investigation of Construction Concepts for Pavements across Soft Ground. Technical Report S-78-6. Vicksburg.
- Wegener, D. & Herle, I. (2012): Ermittlung von Scherdehnungen durch Schwingungsmessungen und numerische Berechnungen. Johann-Ohde-Kolloquium, BAW Mitteilungen (Bd. Nr. 95 2012). Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau (BAW).

- Weihrauch, S., Ohrlein, S. & Vollmert, L. (2010): Baugrundverbesserungsmaßnahmen in der HafenCity Hamburg am Beispiel des Stellvertreterprojektes Hongkongstraße. 31. Baugrundtagung. München: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).
- Weingart, W. (1994): Bemessungsdiagramm zur Mindestdicke der Frostschuttschicht und Zusammenhänge zwischen E<sub>vd</sub>- und E<sub>v2</sub>-Werten. Schreiben an die Naue Fasertechnik vom 10.08.1994. Magdeburg: Landesmaterialprüfamt Sachsen-Anhalt (LMPA), Dezernat Straßenbauprüfung.
- Weisemann, U. (1994): Untersuchungen zur Verbesserung von Planumsschutzschichten im Eisenbahnunterbau insbesondere durch Geokunststoffe. Dissertation. Dresden: Fakultät Verkehrswissenschaften "Friedrich List", Technische Universität Dresden.
- Weisemann, U., Großmann, S. & Döring, S. (2012): Verbundverhalten Geokunststoff-Boden, 1. Teilbericht zu Serienversuchen an bewehrten Triaxialversuchen im Auftrag der NAUE GmbH & Co. KG. Dresden: Hochschule für Technik und Wirtschaft (HTW).
- Weisemann, U., Lieberenz, K. & Wegener, D. (2013): Eisenbahntechnische Grundlagen. In Claus Göbel & Klaus Lieberenz (Hrsg.), Handbuch Erdbauwerke der Bahnen - Planung, Bemessung, Ausführung, Instandhaltung (2., komplett überarbeitete Neuauflage. Hamburg: DVV Media Group GmbH - Eurailpress.
- Wellner, F. (1995): Grundlagen der Bemessung flexibler Straßenkonstruktionen ohne Bindemittel. In K. Roßberg (Hrsg.), Schriftenreihe des Lehrstuhls Straßenbau, Heft 1. Dresden: Technische Universität Dresden.
- Wellner, F. (2011): Rechnerische Dimensionierung von Asphaltstraßen - Einfluss der Baustoffe und deren Zusammensetzung. In Arbeitsgruppe "Asphaltbauweisen" (Hrsg.), Asphaltstraßentagung 2011. Nürnberg: FGSV - Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- Wellner, F. & Wolf, M. (2013): Einfluss der Tragfähigkeit auf die Wasserundurchlässigkeit von Tragschichten ohne Bindemittel. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 1081, 82.
- Wernick, E. (1978): Tragfähigkeit zylindrischer Anker in Sand unter besonderer Berücksichtigung des Dilatanzverhaltens. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 75. Karlsruhe: Universität Fridericiana Karlsruhe.
- Weßelborg, H.-H., Zumsande, K. & Buttgerit, A. (2014): Untersuchung von Stadtstraßen im Hinblick auf die Nutzungsdauer des Oberbaus. Straße und Autobahn, 12.2014.
- White, D. W. J. (1991): Literature Review on Geotextiles to Improve Pavements for general Aviation Aircrafts - Final Report, prepared for Department of Transport, Washington. Vicksburg.
- Wilmers, W. (1999): Geotextilien und Geogitter unter "Tragschichten". In Gerhard Bräu (Hrsg.), FS Kunststoffe in der Geotechnik (FS-KGEO). München: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).
- Wilmers, W. (2008): Geokunststoffe - Anwendung im Erdbau. In Jochen Müller-Rochholz (Hrsg.), Geokunststoffe im Erd- und Straßenbau (2. Auflage). München/ Unterschleißheim: Werner Verlag / Wolters Kluwer Deutschland.
- Wilmers, W. & Beyer, H. (2004): Abschlussbericht zur Tragschichtbewehrung mit Secugrid-Geogittern, 2. Untersuchungsreihe. Unveröffentlicht.
- Wilmers, W., Kuhl, O., Beyer, H., Horstmann, H. & Reuter, E. (2004): Load-Bearing Behaviour of Geogrids - Large Scale Tests. EuroGeo3. München: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).



- Wilmers, W. & Saathoff, F. (1995): Die neue Klassifizierung von Geotextilrobustheit. Straßen- und Tiefbau (49 (1995) 9).
- Wilson-Fahmy, R. F. & Koerner, R. M. (1993): Finite Element Modelling of Soil-Geogrid Interaction with Application to the Behavior of Geogrids in a Pull-Out Loading Condition. Geotextiles and Geomembranes, 12 (1993).
- Witt, K. J. (1986): Filtrationsverhalten und Bemessung von Erdstoff-Filtern. Dissertation. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe (S. 142). Karlsruhe: Gudehus, G., Natau, O.
- Wrigley, N. E., Zheng, H. & Yuan, S. P. (2011): The Confinement Effect of Different Geogrids - 3: The Development of an Index test for the omniaxial Testing of the Tensile Properties of Geogrids. In Jie Han & D. A. Alzamora (Hrsg.), Geo-Frontiers (Bd. 3). Dallas.
- Wudtke, R.-B. & Witt, K. J. (2006): A Static Analysis of Hydraulic Heave in Cohesive Soil. 3rd International Conference on Scour and Erosion. Amsterdam.
- Yoder, E. J. & Witczak, M. W. (1975): Principles of Pavement Design (2.). New York: Wiley-Interscience Publication. O-471-97780-2.
- Yogarajah, I. (1993): Effects of Construction Procedures on the Behaviour of Geogrid Reinforced Soil Walls. Ph.D.-Thesis. Glasgow: Dept. of Civil Engineering, University of Strathclyde.
- Zander, U. (2007): Grundlagen einer rechnerischen Dimensionierung des Straßenoberbaus aus Asphalt. Straße und Autobahn, 9.2007.
- Ziegler, M. & Jacobs, F. (2014): Laboratory testing of the compound behavior of geogrid reinforced soil. 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG). Berlin: DGGT, IGS.
- Ziegler, M. & Ruiken, A. (2007): Präsentation von Zwischenergebnissen zur Untersuchung von Geogittern in dreiaxialen Druckversuchen im Auftrag der NAUE GmbH, Stand 14.08.2007. Aachen: Geotechnik im Bauwesen, RWTH Aachen. Unveröffentlicht.
- Ziegler, M. & Timmers, V. (2003): Neues Bemessungskonzept für die Bemessung der Verankerungslängen von Geogittern, 8. Informations- und Vortragstagung "Kunststoffe in der Geotechnik" (K-Geo). München: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).
- Ziegler, M. & Timmers, V. (2004): A new approach to design geogrid reinforcement. In R. Floss et al. (Hrsg.), Third European Geosynthetics Conference, Geotechnical Engineering with Geosynthetics. München: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) & Technische Universität München (TUM-ZG).
- ZTV E-StB 09 (2009): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau. AG Erd- und Grundbau der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.) (Ausgabe Juni 2009 ed., Bd. FGSV 599 R1). Köln: FGSV Verlag.

## 10. Anhang

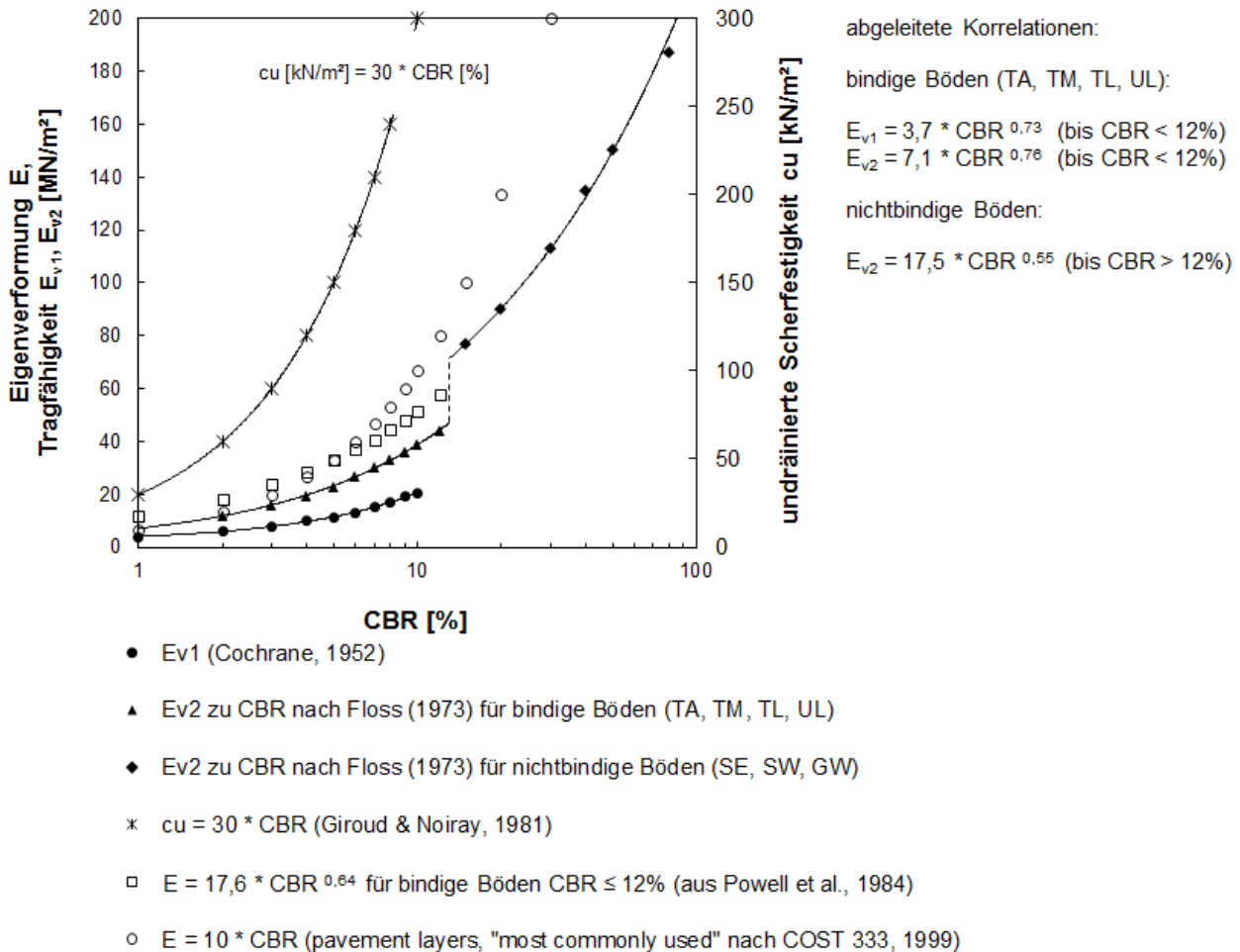


Abb. 1<sup>30</sup>: Zusammenstellung von Korrelationen zwischen CBR-Wert und  $E_{v1}$ ,  $E_{v2}$ ,  $c_u$  nach Floss (1973) und COCHRANE, 1952, in Schwabbaur et al. (2002), ergänzt um Berechnungsergebnisse nach Powell et al. (1984) und COST 333 (1999) sowie Giroud & Noiray (1981)

<sup>30</sup> Die Zusammenstellung in Abb. 1 zeigt eine Literaturschau. Zu beachten ist hier, dass die gegebenen Zusammenhänge in der Gegenüberstellung der  $E$ - und  $E_v$ -Werte bodenmechanisch nicht plausibel sind, z.B. müsste die Beziehung von Powell im Vergleich zu nichtbindigen Böden eher kleinere Werte liefern, die Beziehungen von Powell und COST 333 wiederum müssten insgesamt niedrigere Werte liefern als die Beziehungen von COCHRANE, 1952, bzw. Floss (1973). Die Umrechnung gegeneinander ist daher *nicht* möglich. Im Zuge dieser Arbeit wurde bei notwendigen Umrechnungen auf die Anwendung der Beziehungen nach Powell et al. und COST 333 verzichtet. Erforderlichenfalls werden Umrechnungen nach den in sich und relativ zueinander plausiblen Beziehungen von COCHRANE, 1952, und Floss (1973) unter ergänzender Nutzung bekannter bodenmechanischer Beziehungen, z.B.  $E = E_v * (1 - v^2)$ , vorgenommen. Den Zusammenhang zwischen undrainierter Scherfestigkeit  $c_u$  und CBR-Werte geben Giroud & Noiray (1981) für bindige und gesättigte Baugrundverhältnisse (Schluff und Ton) an. Für tonigen Sand wird das Verhältnis  $c_u$  zu CBR von Qian (2009) analog mit 20,5 angegeben.

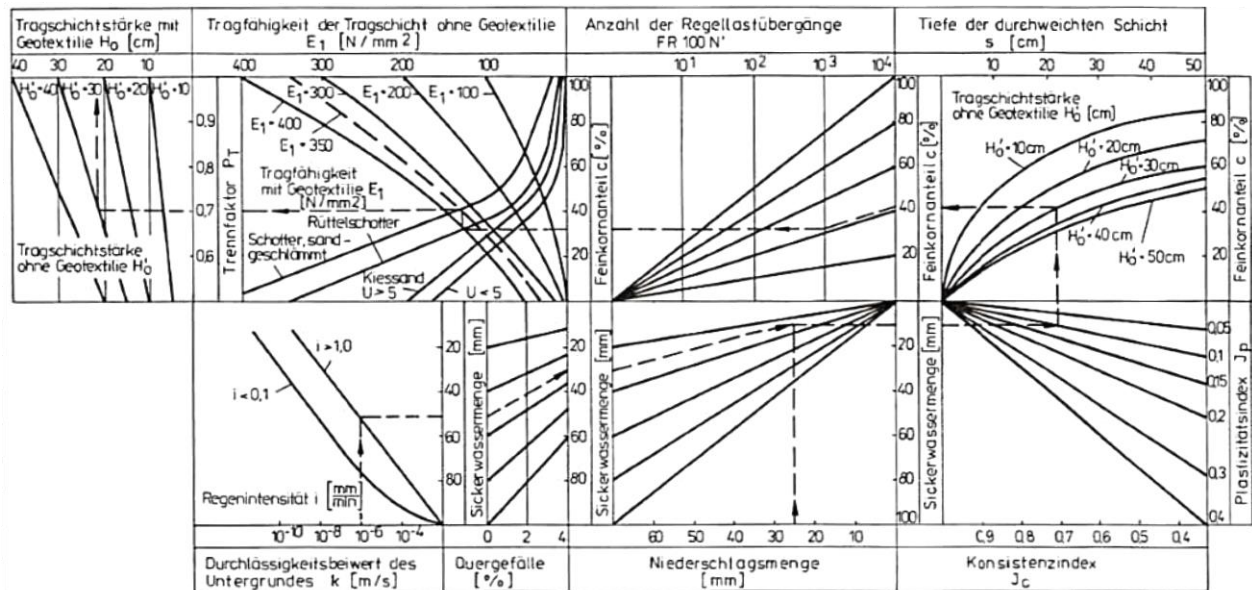


Abb. 2: Nomogramm zur Ermittlung der Trennwirkung von Geotextileinlagen in ungebundenen Baustraßenkonstruktionen von MARTIN, 1971, unter Berücksichtigung von Versuchsergebnissen von KÜHN, 1956, und Berechnungen nach dem Ersatzhöhenverfahren nach ODEMARK, 1946.  $P_T = E_1'/E_1$  mit  $P_T$  Trennfaktor;  $E_1$ ,  $E_1'$  Tragfähigkeit des Tragschichtmaterials mit bzw. ohne Geotextileinlage, in Martin (1988). Der Autor empfiehlt Maximalwerte des Niederschlags (20 mm ohne Tauperiode bzw. 40 mm mit Tauperiode) zu verwenden. Geotextilüberlappungen sollten mit > 50 cm ausgeführt werden.

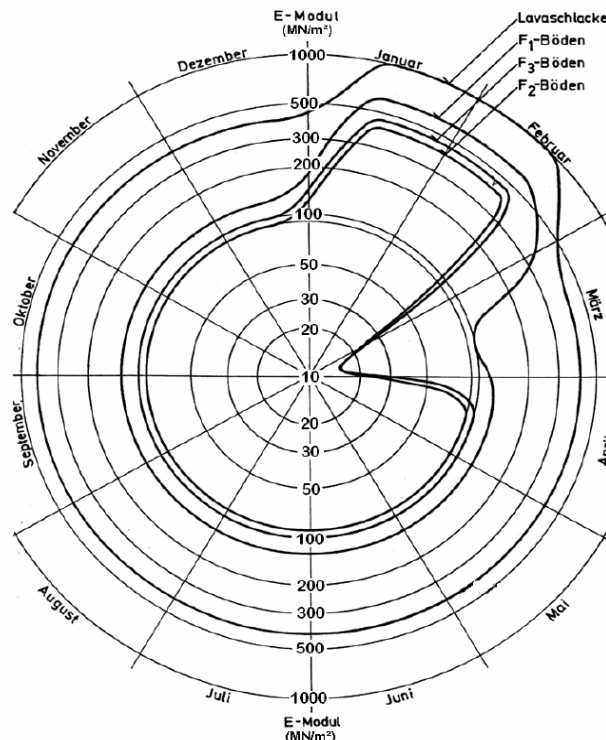


Abb. 3: Entwicklung der Eigensteifigkeit von Böden im Jahreszyklus, in Straube (2007)

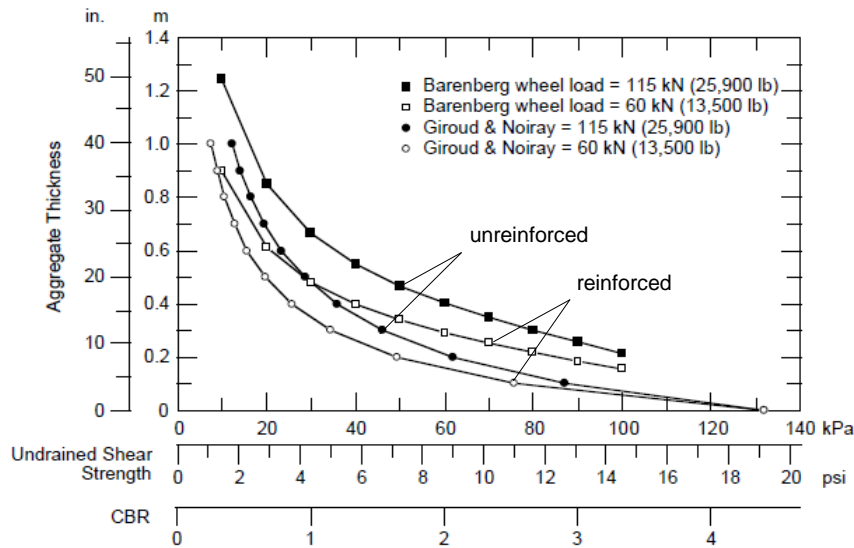


Figure 14. Static loading design curves adapted from Giroud and Noiray (1981) and Barenberg et al. (1975) for 10- and 20-ton trucks with tire pressures of 414 kPa (60 psi).

Abb. 4: Gegenüberstellung der Bemessungsdiagramme (unbewehrt und bewehrt) von Giroud & Noiray (1981) und Barenberg (1980), in Henry (1999)

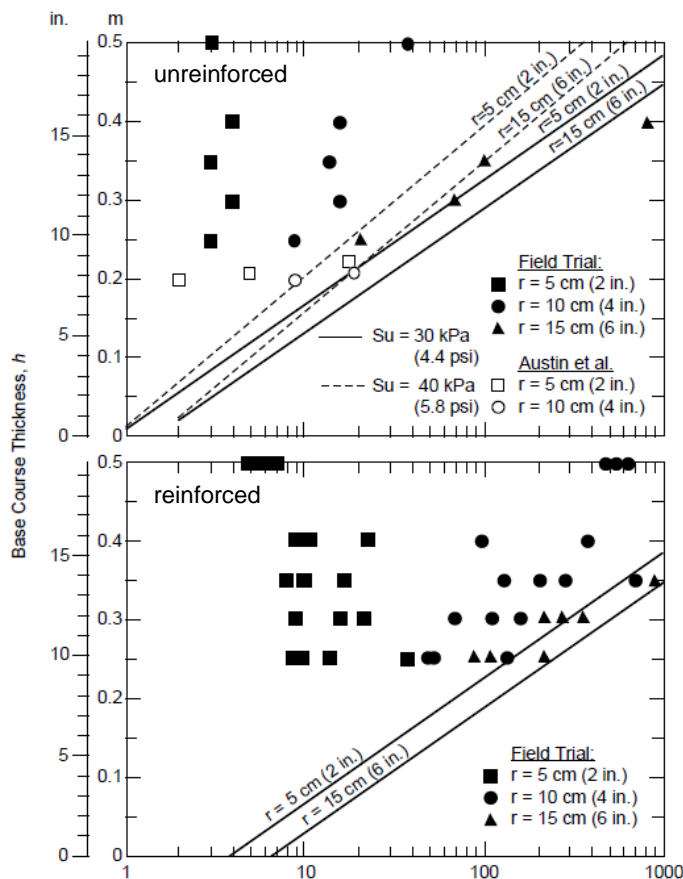


Figure 15. Field performance vs. theoretical prediction by Giroud and Noiray (1981) for unreinforced test sections (top) and reinforced test sections (bottom). (From Fannin and Sigurdsson 1996.)

Abb. 5: Vergleich der Bemessungsergebnisse nach Giroud & Noiray (1981) mit Feldmessungen (Henry, 1999)





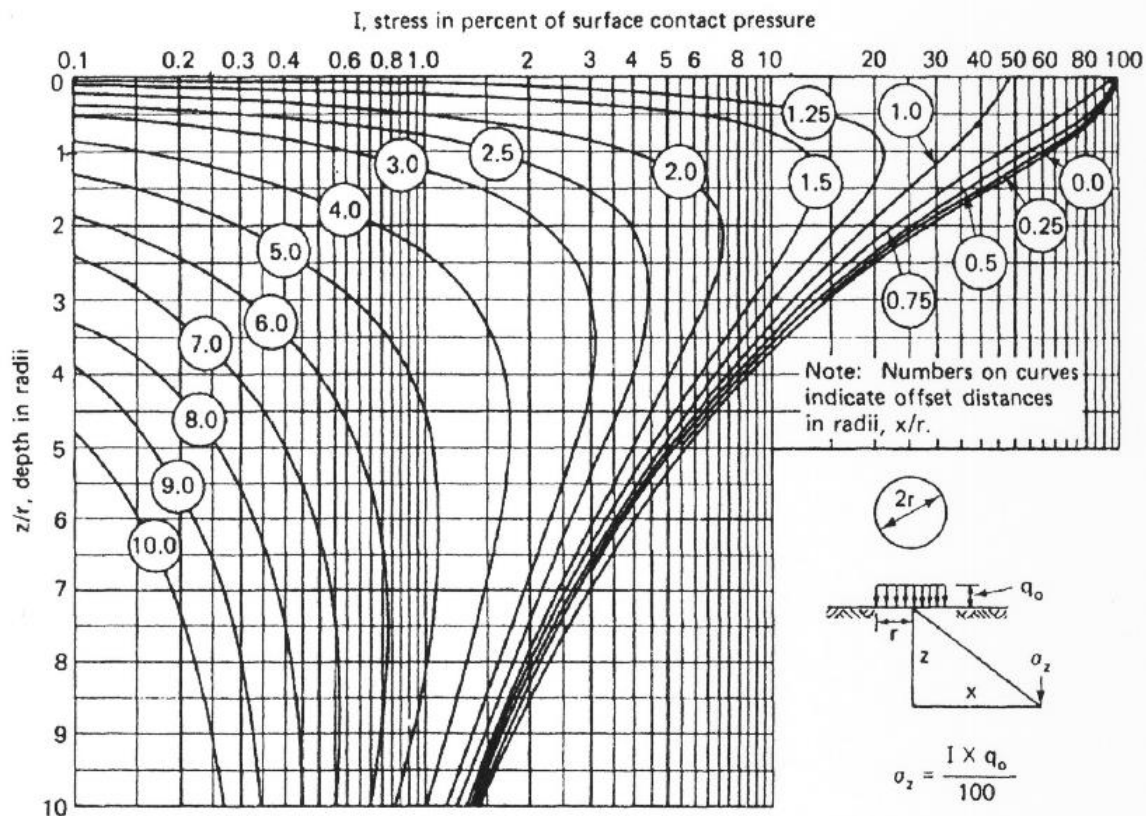


Abb. 8: Spannungsverteilung unter einer schlaffen, kreisförmigen Last unter idealelastischen Bedingungen nach FOSTER & AHLVIN, 1954, in Day (2012), analog GRAßHOFF, 1954, in Kempfert et al. (2012)

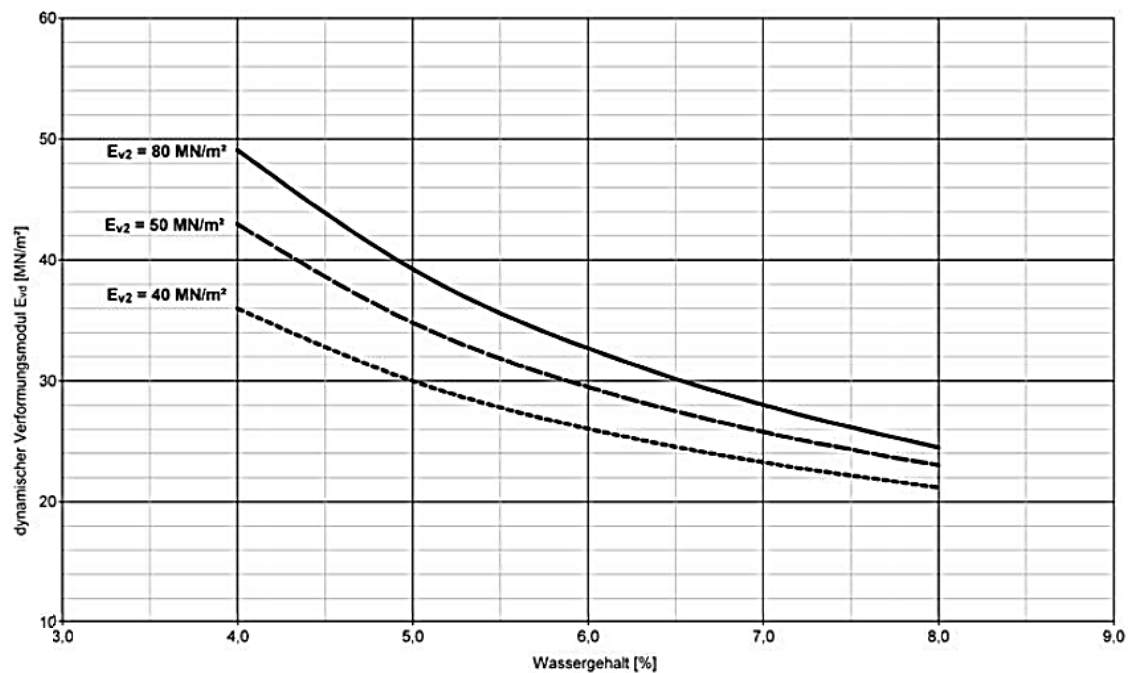


Abb. 9: Abminderung des dynamischen Verformungsmoduls  $E_{vd}$  gegenüber dem  $E_{v2}$ -Wert in Abhängigkeit vom Wassergehalt, aus Fischer (2013) und Ril 836 (2008).

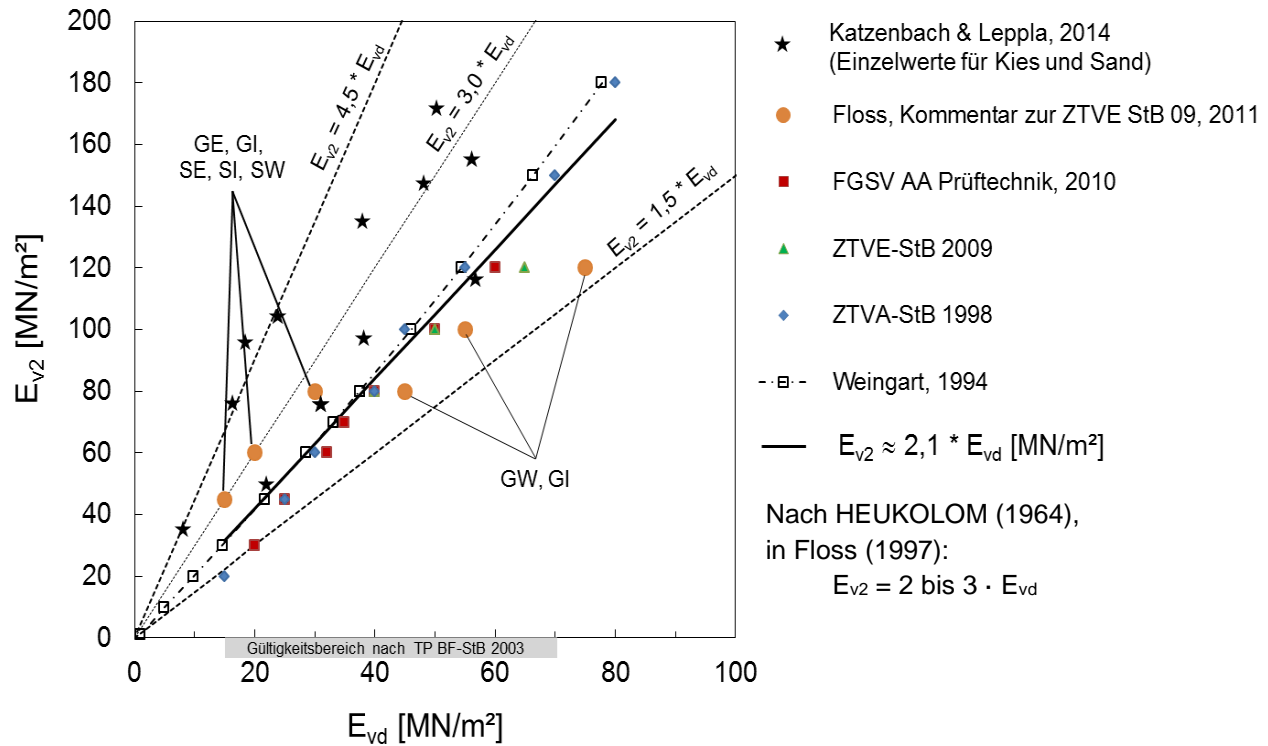


Abb. 10: Zusammenstellung von Korrelationen zwischen  $E_{vd}$ -Wert und  $E_{v2}$ -Wert von Floss (2011); Weingart (1994) und Regelwerken der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV) sowie Einzelwerte für Sand und Kies nach Katzenbach & Leppla (2014); zum Einfluss des Wassergehaltes vgl. Anhang, Abb. 9



Bodengruppen nach DIN 18196	$E_{v2}$ -Wert [MPa] mit Entwässerungsmaßnahmen nach den RAS-Ew und Einhal- tung der frostsicheren Gesamt- dicke der Befestigung	$E_{v2}$ -Wert [MPa] <sup>*)</sup> ohne funktionierende Entwässerung oder bei Nicht- einhaltung der frostsicheren Gesamtdicke der Befestigung	$\mu$ [-]
1	2	3	4
Grobkörnige Böden als Bestandteil der Frostsicherung	$\geq 80$	keine Abminderung	0,5
Grobkörnige Böden, die nicht auf die Frostsicherung angerechnet werden	$\geq 45$	= 50 % des Wertes für den in Spalte 2 geregelten Fall	0,5
Schluffige oder tonige Kiese bzw. Sande (GU, GT, SU, ST)	$\geq 45$	= 50 % der Spalte 2	0,5
Stark schluffige oder stark tonige Kiese bzw. Sande (GU <sup>o</sup> , GT <sup>o</sup> , SU <sup>o</sup> , ST <sup>o</sup> )	$\geq 45$	= 15	0,5
Schluffe und Tone (UL, TL, UM, TM, UA, TA)	$\geq 45$	= 10	0,5
Bei qualifizierter Boden- verbesserung für alle Boden- gruppen <sup>*)</sup>	$\geq 70$	keine Abminderung	0,5

<sup>\*)</sup> Bodenverfestigungen und qualifizierte Bodenverbesserungen können entsprechend der Vorgaben der RStO auf die Dicke des frost-sicheren Oberbaus angerechnet werden.

<sup>\*\*)</sup> Unter den genannten Bedingungen anzusetzen für die Berechnung der Beanspruchungen für alle Achsübergänge bei Asphaltoberflä-  
chentemperaturen zwischen -10°C und +10°C.

$\mu$  Querdehnzahl

Tab. 1: Anforderungswert an den  $E_{v2}$ -Wert des Untergrundes und ggf. erforderliche Abminderung des Anforderungs- oder Prüfwertes in Abhängigkeit der Entwässerungsbedingungen und Bodengruppe nach RDO Asphalt 09, Tab. A3.1

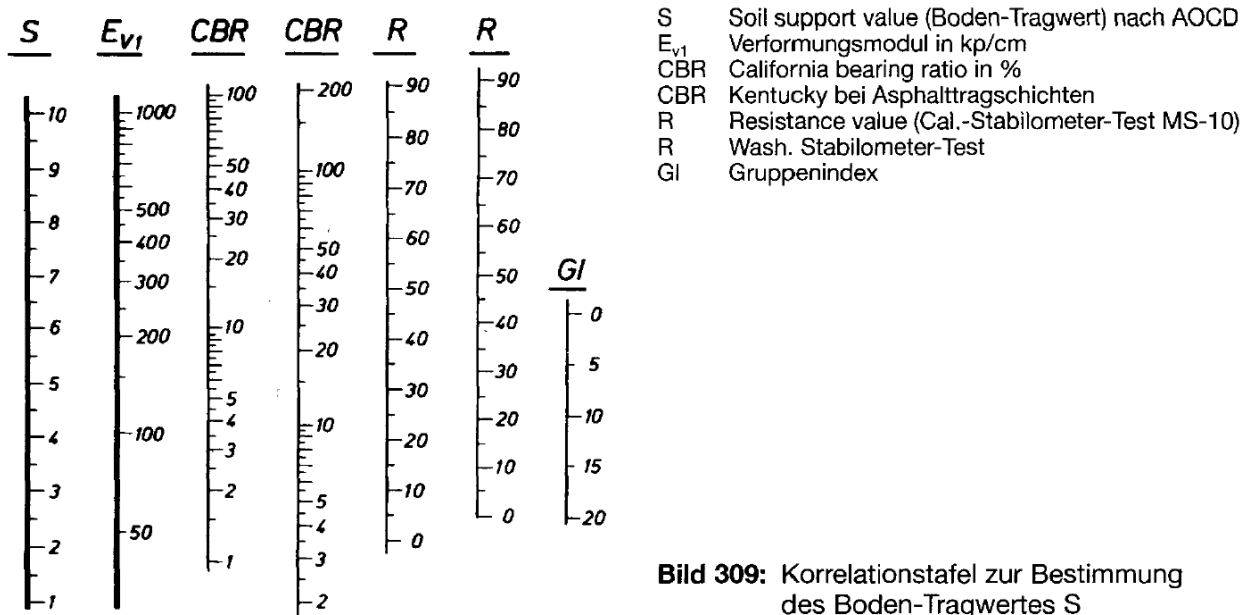
Schichtart	Schichtmodul <sup>*)</sup> [MPa]	Querdehnzahl $\mu$ [-]
FSS nach den ZTV SoB-StB: Kiese und Kies-Sand-Gemische der Gruppe: GE Sande und Sand-Kies-Gemische der Gruppe: SE	50 bis 100	0,5
FSS nach den ZTV SoB-StB: Kiese und Kies-Sand-Gemische der Gruppe: GI, GW Sande und Sand-Kies-Gemische der Gruppe: SI, SW	100 bis 150	0,5
FSS nach den ZTV SoB-StB, Gemische aus gebrochenen Gesteinskörnungen	150 bis 200	0,5
Kiestragschichten nach den ZTV SoB-StB	150 bis 250	0,5
Schottertragschichten nach den ZTV SoB-StB	250 bis 400	0,5

<sup>\*)</sup> Für die kritische Frühjahrsperiode (Tauperiode) ist ein verminderter Schichtmodul für die Tragschichten anzusetzen. Ohne ergänzende Versuche ist der jeweilige Schichtmodul um 30 % abgemindert anzusetzen.

Tab. 2: Schichtmodule E und Querdehnzahl  $\mu$  für unterschiedliche Frostschutz- und Tragschichtmaterialien sowie die ggf. erforderliche Abminderung in der Tauperiode nach RDO Asphalt 09

Verkehrsbelastung	Äquivalente 10 t Achsübergänge	$N_{10t} > 3 \text{ Mio.}$	$3 \text{ Mio} > N_{10t} \geq 0,3 \text{ Mio}$	$N_{10t} < 0,3 \text{ Mio}$
Straßenkategorie	Bauklassen nach RStO 01	SV / I / II	III / IV	V / VI
	Näherungsweise Zuordnung zu Straßenkategorien nach RStO 01	Schnellverkehrsstraße, Hauptverkehrsstraße, Industriesammelstraße, Industrie-/Gewerbestraße	Busverkehre, Straße mit Ladeverkehr, Wohnsammelstraße	Anliegerstraße, befahrbarer Wohnweg, Fußgängerzone ohne Bus- und schweren Ladeverkehr
Sicherheitsbedürfnis nach RDO Asphalt 09		Hoch	Mittel	Niedrig
Sicherheitsfaktor $\gamma$ um den die tatsächliche Tragfähigkeit bei der Ermittlung der zulässigen Spannungen zu reduzieren ist	Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln	2,5	1,5	1,0
	Schottertragschichten, Kiestragschichten, Frostschuttschichten	1,5	1,2	1,0
	Planum	2,5	2,0	1,5

Tab. 3: Sicherheitsfaktoren bei der Bemessung von Verkehrsflächen und Straßenaufbauten und Zuordnung zu Straßenkategorien der RStO 01 nach RDO Asphalt 09



**Bild 309:** Korrelationstafel zur Bestimmung des Boden-Tragwertes S

Tafel 1a: Korrelationen nach AASHTO-Bemessungsausschuss (1962) zur Einführung des Bodentragwertes S, in Floss (1997)